

y ACERO

nº 136

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 ASOCIACIÓN 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 "Miembro Protector" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético.

- AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.— Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S.A.— Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).— Orense, 10. Madrid-20.
CAMARA, S.A.— Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.— J. Lárazo Galdiano, 4. Madrid-16.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.— Grialba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.— Aribau, 185. Barcelona-21.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 22. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.— Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.— Biblioteca Juan de Mena, 8. Madrid-14.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S.A.— Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.— Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-34.
EUROPEA DE INYECCIONES, S.A. (EURINSA).— López de Hoyos, 13. Madrid-6.
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-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.— Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.— Apartado 41. Sevilla.
HORMIGONES GERONA, S.A.— Ronda San Antonio María Claret, 12. Gerona.
IBERING, S.A.— Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.— Ministerio de QP. y Urbanismo.
Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.— Orense, 70. Madrid-20.
INTEMAC.— Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.— General Mola, 103, 10º. Madrid-6.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.— Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NEXOR, S.A.— Dato, 18-1.º. Vitoria.
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.— Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. SAN MARTIN DE CENTELLAS (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.— Raímundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
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.

Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).

El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).

El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).

El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.

El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - IMCYC (México).

La Escuela Politécnica del Ejército. Facultad de Ingeniería Civil. Av. Colombia y General Paz y Miño. Quito (Ecuador).

La Universidad de Cuenca. Facultad de Arquitectura. Cuenca (Ecuador).

El Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (Brasil).

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

*hormigón
y acero*

nº 136

3.er trimestre, 1980

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales adheridos" (personas naturales que sean Socios Adheridos al I.E.T.)*	1.000,— ptas.	20,—dólares
Miembros "Personales" (personas naturales que no sean Socios Adheridos del I.E.T.)	2.000,— ptas.	40,—dólares
Miembros "Colectivas" (personas jurídicas, sean o no Socios Adheridos del I.E.T.)	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.

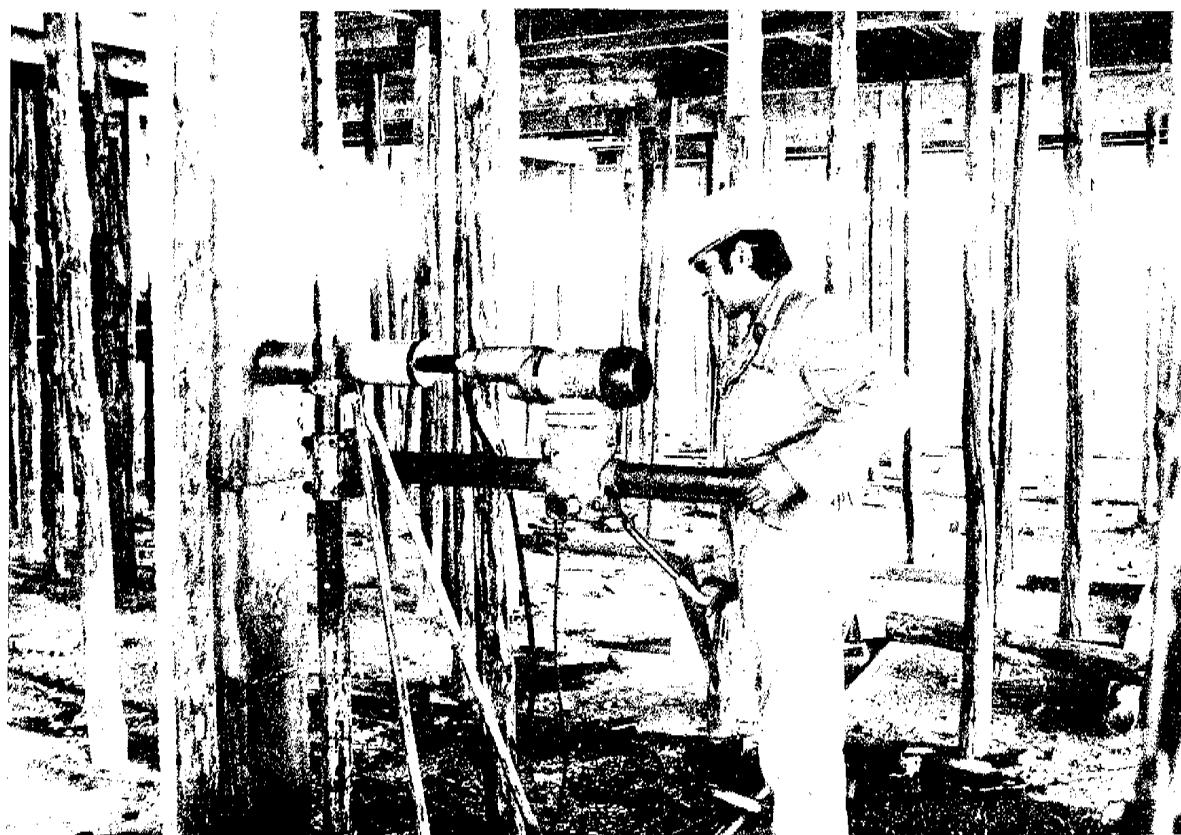
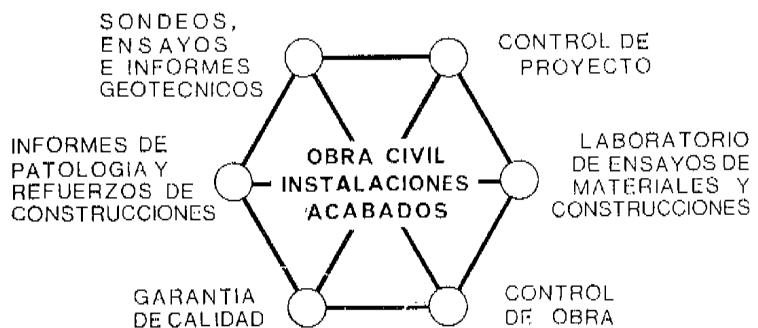
* Conviene aclarar que el ser suscriptor de la Revista "Informes de la Construcción" no quiere decir que se es también Socio Adherido del Instituto Eduardo Torroja.

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID - 33

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

INTEMAC I

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Extracción de probetas testigo de hormigón endurecido.

MADRID

Central:

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

MADRID

Laboratorio

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

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37

CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

SANTANDER

Félix Apellániz, 11
TORRELAVEGA
Tel. (942) 89 02 01

**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

nº. 136

índice

	<u>Pág.</u>
600-0-3 Los Sellos y Marcas de Calidad, estímulo a la investigación	9
	Le contrôle de la qualité, encouragement pour la recherche.
	The quality control system, as stimulus to research work.
	<i>J. L. Ramírez Ortíz.</i>
457-8-77 Estudio de la microfisuración del hormigón sometido a cargas de compresión mediante técnicas de ultrasonido	11
	Etude de la microfissuration du béton soumis à des charges de compression au moyen des techniques d'ultrasons.
	Study of concrete microcracking subjected to compression loads by means of ultrasonic techniques.
	<i>A. Delibes Liniers.</i>
591-1-28 Influencia económica de las torsiones en un edificio no simétrico sometido a esfuerzos laterales	21
	L'influence économique des torsions sur un bâtiment asymétrique soumis à des efforts latéraux.
	Economic influence of torsion over an unsymmetric building subjected to lateral loads.
	<i>F. Da Cunha y P. Matesanz.</i>

591-1-31	La técnica de construcción de diques secos drenados, aplicada a la ejecución de los sótanos bajo nivel freático del Edificio Horizonte en Málaga (España)	31
	La technique de construction d'une cale sèche drainée, appliquée à l'execution des caves sous nappe phréatique pour l'edifice Horizonte, à Málaga (Espagne).	
	Construction technique of a dry dock used in constructing the cellar under phreatic level for the Malaga Horizonte building, (Spain).	
	<i>J. Rui-Wamba.</i>	
591-1-32	Análisis no lineal de estructuras a partir de deformaciones impuestas	45
	Analyse non linéaire de structures à partir des déformations imposées.	
	Non linear analysis of structures starting from superimposed deformations.	
	<i>A. Aguado de Cea y J. Murcia.</i>	
591-2-158	Puente de los Inmigrantes	63
	Le pont des "Inmigrantes".	
	The "Inmigrantes" bridge.	
591-5-23	Reparación de un forjado reticular	109
	Réparation d'un plancher réticulaire.	
	Repair of a waffle-slab floor.	
	<i>A. González Serrano.</i>	
	Notas de la F.I.P., Nº 72	127
	Notes de la F.I.P., Nº 72.	
	F.I.P. Notes, Nº 72.	

**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

AEDIUM, S.A.— Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S.A.— Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
ARIDOS LIGEROS, S.A.—Madrid.
AUTOPISTAS DEL ATLANTICO-CESA.—La Coruña.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BIGUETES, S.L. Elche.—Alicante.
BUTSEMS, S.A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.—Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.— Mislata (Valencia).
CASTRO MATELO, V., S.A.— Sigueiro (La Coruña).
CEMENTOS MOLINS, S.A.— Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.—Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Málaga.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.— Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, 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 GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL — BIBLIOTECA (SEAF-PPO).—Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO.—Madrid.
DITECO, S.L.—Valencia.
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).
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).
HERRING LEVANTE, S.A.—Valencia.
HIDAQUE, S.A.—Granada.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
HORMYCER, S.L.—Madrid.
HORSA, S.A.—Viladecans (Barcelona).
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. (INYSA).—Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.— Bilbao.
5^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JULIAN ARUMI, S.L.—Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO,—Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.—COSLADA (Madrid)
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S. A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
MAHEMA, S. A.—Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S.A. (MATENSA).—Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.—Madrid.
MATUBO, 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 NOR-THOM, S.A.— Valladolid.
PREFABRICADOS POUZA, S.A.— Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRETENSADOS AEDUM, S.L.— Mutilva Baja (Navarra).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. HORTE.— Valladolid.
PROFESA.— Barcelona.
PROTEC, S.L.— Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.— Pinto (Madrid).
RENFE.— Madrid.
RUBIERA. CENTRO TECNICO DE CALCULO, S.A. - CETERSA.— Gijón (Oviedo).
RUBIERA MAHER, S.A.— Las Palmas de Gran Canaria.
RUBIERA PREFLEX, S.A.— Gijón (oviedo).
RUBIERA R.L.M. "SOTECSA".— Gijón (Oviedo).
SAINCE.— Madrid.
SENER, S.A.— Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.— Barcelona.
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 ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA (MOPU).—
Madrid-16.
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.— Sección de Documentación Normati-
va.— Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.— 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.
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.L.— Oviedo.
VIGUETAS ROSADO, S.A.— Cáceres.

EXTRANJERO

BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.—Universidad de Buenos Aires.
Buenos Aires. Argentina.
BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.—Quito (Ecuador).

CENTRO NACIONAL DE DOCUMENTACION CIENTIFICA Y TECNOLOGICA.— La Paz (Bolivia).

CONSULAR.— Consultores Argentinos Asociados. Buenos Aires (Argentina).

CONSULBAIRES.— Buenos Aires (Argentina).

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS E INGENIERIA.— Rosario (Argentina).

FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.— Caracas (Venezuela).

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS.— São Paulo (Brasil).

LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (Rep. P. de Angola).

LABORATORIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE.—Maputo.—Moçambique (Africa Oriental).

LIBRERIA LA PRENSA CATOLICA.—Quito (Ecuador).

R.S.W. "PRASA-KSIAZKA-RUCH".—00-958. Warszawa (Polonia).

SCIENCE REFERENCE LIBRARY.— Londres (Inglaterra).

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 DE CHILE. (Departamento de Tecnologías).—Valparaíso (Chile).

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—(Biblioteca). Mayaguez (Puerto Rico).

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTAMARIA.—Valparaíso (Chile).

VIPRET, S.A.I.C.—Buenos Aires (República Argentina).

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.

Los Sellos y Marcas de Calidad, estímulo a la investigación

J. L. Ramírez Ortíz,
Prof. Dr. Ing. Ind.

Laboratorios de Ensayos e Investigaciones Industriales
"L. J. Torrontegui". Bilbao

(Comunicación presentada en las Jornadas Nacionales Calidad en la Construcción.
Marcas y Sellos. Madrid 24 y 25 Junio 1980)

En la explicación de lo que son las Marcas y Sellos de calidad, se contempla como repercusión en las empresas qué los poseen, entre otras cosas, el estímulo a la investigación.

Nos permitimos en torno a este tema hacer algunas sencillas consideraciones que pueden ser útiles debidamente meditadas y desarrolladas.

Como es lógico, el funcionamiento de acuerdo con Marcas y Sellos exige una tecnología esmerada, con una incidencia especial sobre la calidad y regularidad del producto, que el Sello respalda ante el usuario, defendiendo al fabricante contra la competencia desleal basada únicamente en precios.

Por ello, los fabricantes deberán estar muy mentalizados en torno a problemas técnicos, especificaciones, sistemas de autocontrol y de inspección; y en muchos casos dispondrán de los correspondientes gabinetes de estudio, de instalaciones adecuadas de control de calidad y de personal preparado para este tipo de trabajo.

Vemos pues que, en principio, alrededor de Marcas y Sellos, se dan unas condiciones empresariales de medios y mentalización que pueden, efectivamente, favorecer las tareas investigadoras.

Por otra parte es un hecho que nuestra industria, si quiere mantener su supervivencia y rentabilidad, ha de plantearse seriamente programas de investigación y desarrollo, creando nuevos productos, perfeccionando los existentes, ampliando sus campos de utilización y resolviendo los problemas tecnológicos de variables que incidan en el producto.

La solución que habitualmente se ha dado a estas tareas ha sido la compra de tecnología, quedándose en la mayor parte de los casos sólo en eso, sin generarse tecnología propia, que hubiera sido una fórmula para librarse de dicha dependencia.

No creo que haya cambiado el sesgo de este comportamiento, pues una encuesta realizada hace algunos años sobre más de cien empresas de destacado volumen de ventas de nuestro País, arrojaba, en el 78 por 100 de las contestaciones, que en la década de los ochenta nuestra dependencia tecnológica aumentaría, y en el 22 por 100 restante, que se mantendría; y eso que contaban con un aumento de recursos para destinar a investigación y desarrollo.

En torno a este grave problema, bastantes opiniones, y entre ellas la nuestra, coinciden en afirmar que una buena solución para intentar salir de dicha situación, sin ser la única, es ir creando tecnología a través de Asociaciones de Investigación nacidas de grupos de empresas que cuenten con la colaboración del Estado. Los trabajos de investigación que de ellas nazcan, sean colectivos o particulares, estimulados por la competencia, podrán realizarse en Centros propios, o, más fácilmente, en Centros ya existentes, o en colaboración con la Universidad, etc. Ello no es decisivo.

Sin embargo, si queremos ser realistas, es difícil con los actuales agobios económicos a corto plazo, que estas agrupaciones de empresas, capaces de poner en marcha actividades investigadoras conjuntas, se formen espontáneamente, teniendo en cuenta además que las estructuras mínimas de investigación tienen ya costes elevados.

Parece, pues, necesario una postura protagonista de la Administración, estructurando y motivando la investigación y aprovechando para ello todas las ocasiones. Y, a mi juicio, la razón por la que se celebran estas Jornadas, las Marcas y Sellos de Calidad, supone una interesante ocasión.

En efecto, el desarrollo actual de los Sellos demuestra que hay conjuntos importantes de empresas con espíritu de superación, capaces de alcanzar y mantener una fabricación de calidad y con el bagaje técnico y de equipamiento que eso conlleva. Además, las Marcas y Sellos han permitido relacionarse y unirse en algunos aspectos, a diferentes grupos de empresas; con lo que, aparte de la necesidad compartida de desarrollo tecnológico, nos encontramos frente a una cierta capacidad investigadora conjunta.

Al igual que en la actual política de Sellos, creo que tiene la Administración capacidad de convocatoria y de promoción de canales de investigación tecnológica, de que tan necesitados estamos.

Respetando a la Administración, que conocerá lo que puede y debe hacer en ese aspecto, apuntaríamos como acciones a emprender:

- Promocionar encuestas que pongan de manifiesto temas prioritarios de investigación en los diferentes grupos de industrias poseedoras de Marcas y Sellos.
- Facilitarles una información directa pormenorizada de los planes y posibilidades actuales de acceder a fondos de investigación, de la constitución y funcionamiento de las Asociaciones de Investigación, de la participación estatal en sus fuentes de financiación y de los beneficios fiscales que es necesario otorgar.
- Apoyar decididamente, la infraestructura de Centros existentes, y de los que se pudieran crear, capaces de trabajo de investigación, donde los poseedores de Marcas y Sellos, colectivamente o por separado, pudieran contratar los programas oportunos.

Y, finalmente,

- Establecer como mérito preferente a la hora de subvencionar o consolidar la ayuda estatal a planes de investigación, el ser poseedor de Marcas o Sellos de Calidad.

Con una política adecuada en este sentido, pensamos que se irá traduciendo en realidad la afirmación de que el funcionamiento con Marcas y Sellos supone para las empresas que los poseen un estímulo a la investigación.

Estudio de la microfisuración del hormigón sometido a cargas de compresión mediante técnicas de ultrasonidos

Adolfo Delibes Liniers
Director del Laboratorio de INTEMAC

RESUMEN

El hormigón de una estructura, sometido a cargas importantes, pero previas a la rotura, puede encontrarse afectado de forma irreversible en algunas de sus características mecánicas. El hecho se manifiesta por la microfisuración del material, que se generaliza a partir de lo que otras investigaciones han llamado "Tensión crítica". La microfisuración se puede detectar por una disminución de la velocidad de paso de los ultrasonidos. La disminución se intensifica a partir de esa "Tensión crítica".

En este trabajo se exponen, a modo de ejemplo, resultados de distintos ensayos con aplicación de ultrasonidos. Se propone, como vía de investigación para el desarrollo de dicha técnica, el estudio de la relación entre la velocidad transversal de los ultrasonidos y la deformación unitaria longitudinal de las piezas de hormigón comprimidas.

INTRODUCCION: La microfisuración del hormigón

En una publicación anterior (1), INTEMAC investigó un procedimiento para poder determinar, aunque sólo fuera de modo cualitativo, si el hormigón procedente de elementos estructurales cargados estaba sometido a solicitudes próximas a la rotura. La técnica empleada fue de prospección por microscopía realizada sobre lajas obtenidas de testigos de hormigón. Se observó un progreso notable de la microfisuración del hormigón, propagándose a través de la masa de mortero las fisuras iniciales observadas en la superficie de los áridos gruesos.

La microfisuración señalada tiene efectos apreciables en el comportamiento mecánico del hormigón. Es conocido de antiguo (Brandtzaeg, 1935, (1)) que se alcanza una "tensión crítica", anterior a la rotura, a partir de la cual se producen desórdenes en el hormigón con efectos mecánicos irreversibles. Así se ha relacionado la microfisuración con las variaciones del módulo de Poisson durante el proceso de carga, con el nivel de carga alcanzado y con el de deformación longitudinal.

En el curso de una investigación aún en desarrollo (15), hemos podido comprobar que el hecho afecta muy directamente a la resistencia a tracción del hormigón, observando la influencia del nivel de carga de compresión previa y de la duración de dicha carga.

La aplicación de los ultrasonidos (2), (11), (16), se ha relacionado también con los efectos anteriores. En el presente trabajo se trata de estudiar el proceso de rotura del hormigón mediante sencillos procedimientos de auscultación empleando aparatos de medida digital (PUNDIT).

La puesta a punto de esta técnica permitiría analizar in-situ la seguridad real de elementos de hormigón fuertemente solicitados: zonas de anclaje en elementos pretensados, soportes de edificación, etc.

En el presente trabajo solamente pretendemos exponer una visión inicial del problema planteado, relacionando el proceso de rotura del hormigón con la disminución de velocidad de los ultrasonidos debida probablemente a la microfisuración.

ENSAYOS REALIZADOS SOBRE PROBETAS

En INTEMAC pudimos comprobar la adecuación del PUNDIT como método de ensayo más sencillo para estimar el grado de compresión alcanzado en probetas cúbicas de hormigón.

Los resultados se exponen en la tabla 1. La duración de la carga previa fue de 15 minutos. El grado de precompresión es del 70 por 100 de la resistencia del hormigón, determinada en probetas cilíndricas de 15 x 30 cm. La velocidad de los ultrasonidos se determinaba tras la descarga de las probetas cúbicas.

ENSAYO A COMPRESIÓN DE UN SOPORTE DE HORMIGÓN ARMADO

Los datos anteriores debían confirmarse sobre elementos estructurales armados sometidos a cargas de compresión.

El sondeo ultrasónico debía realizarse manteniendo la estructura bajo carga y comparando los resultados con las deformaciones alcanzadas en cada escalón de ensayo (*). Por ello se ha ensayado un soporte de hormigón armado de las siguientes características:

Sección = 30 x 30 cm ($A_c = 900 \text{ cm}^2$)

Armaduras = 4 φ 16 mm ($A_s = 8,04 \text{ cm}^2$)

Altura = 180 cm

Resistencia de los materiales:

Hormigón, $f_{cm} = 246 \text{ Kp/cm}^2$

Acero, $f_{0,2} = 4.601 \text{ Kp/cm}^2$

Carga de rotura prevista:

$$N_u \text{ prevista} = 0,85 A_c f_c + A_s f_{0,2} = 223,7 \text{ t.}$$

NOTA (*): Los resultados del apartado anterior se obtenían sobre probetas descargadas, a las que se sometía posteriormente a otros ensayos que son objeto de una investigación complementaria.

TABLA 1
Resultados obtenidos sobre probetas

Designación de probetas		Incremento de la velocidad de ultrasonidos (%) al someter las probetas a $\sigma = 0,70 f_c$			
		Punto 1	Punto 2	Punto 3	Media
Serie 1 (fig. 1)	TI-18/9	- 5,1	- 7,6	- 8,2	- 6,4
	TI-18/10	- 6,4	- 6,0	-	- 6,3
Serie 2 (fig. 2)	TI-18/13	- 6,6	- 4,9	-	- 5,9
	TI-18/14	- 3,1	- 3,6	-	- 3,3
MEDIA GENERAL Coef. Variación (%)					- 5,5 % 26,6

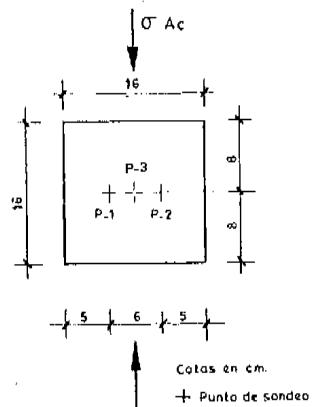


Fig. 1.

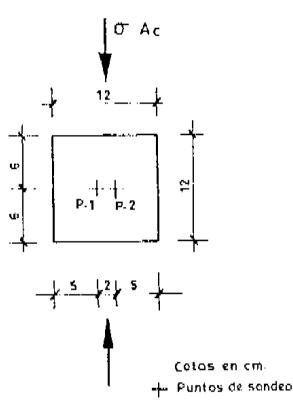


Fig. 2

- NOTAS:
1. f_c = Resistencia a 28 días en probeta cilíndrica de 15×30 cm = 223 Kp/cm^2
 2. V_0 = Velocidad inicial de los ultrasonidos = $3,94 \text{ Km/s}$ en la serie 1 y $3,90 \text{ Km/s}$ en la serie 2.
 3. La duración de la carga previa es de 15 minutos.

El ensayo se realizó en un marco provisto de rótulas esféricas SKF y un gato hidráulico ICON de 600 t. de capacidad. Se midieron deformaciones unitarias mediante cuatro bases de medida dispuestas en los centros de las caras del soporte, con 1.000 mm de separación entre puntos de referencia. En cada base se dispuso un transductor de desplazamiento (LVDT). El control de las cargas materializadas por el gato se realizó mediante un armario de presión M.A.N. provisto de transductor de presión (LVPT). Los transductores, de marca SCHAEVITZ, se conectaron a un equipo de medida y registro Hewlett Packard 3050 A, provisto de Voltímetro digital y Scanner, conectado a su vez a un ordenador H.P. 9830. El ordenador tabulaba los resultados de ensayo de la forma siguiente, para cada escalón de carga (figuras 3 y 4).

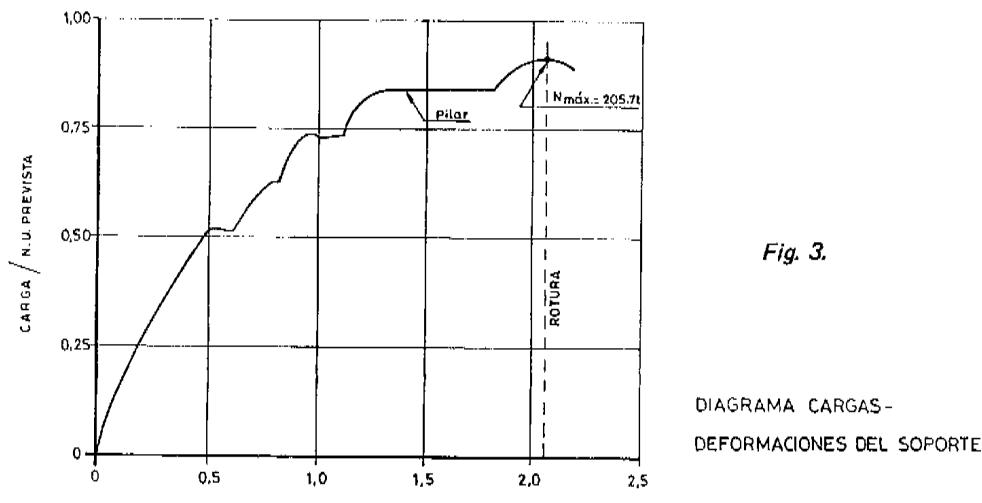


Fig. 3.

DIAGRAMA CARGAS-
DEFORMACIONES DEL SOPORTE

- a) Deformación unitaria media de las cuatro bases de medida.
- b) Tensión resultante en las armaduras, conocida la deformación unitaria y el diagrama cargas-alargamientos determinado en ensayos previos de tracción.
- c) Tensión resultante en el hormigón, deducida por diferencia entre la carga total y la correspondiente a las armaduras.

Además de las medidas anteriores se realizaron determinaciones de la velocidad de los ultrasonidos mediante PUNDIT. Los captadores se dispusieron en la sección media del soporte, en dirección transversal a la carga axial.

Tras un período de estabilización de la carga al 50 por 100 de N_u prevista, se procedió a incrementarla por escalones del 10 por 100 aproximadamente, hasta rotura. En la Tabla 2 se resumen los resultados obtenidos. En las figuras 1 y 2 se expresan gráficamente los resultados.

TABLA 2
Resultados de ensayos en el soporte de Hormigón armado

Escalón de carga	Carga aplicada		Deforma-ción unitaria ($\times 1000$)	Tensión en hormigón y acero (Kp/cm^2)			Velocidad de paso de los ultrasonidos**	
	% N_u	t*		σ_s	σ_c	σ_c/f_c	Km/s	%
1.a (5 min)			0,560	1.120	114,2	47,0	4,065	100
1.b (15 min)	54,4	111,8	0,582	1.150	115,1	47,4	4,060	99,9
1.c (45 min)			0,637	1.270	113,2	46,6	4,065	100
2 (5 min)	68,4	140,6	0,814	1.620	143,1	58,9	4,049	99,6
3 (5 min)	76,1	156,6	1,083	2.150	164,3	67,6	4,000	98,4
4 (5 min)	91,7	188,7	1,644	3.080	183,7	75,6	3,750	92,2
5 (1 min)	98,6	202,8	1,939	3.460	196,1	80,7	2,844	70,0
ROTURA	100	205,7	2,080	3.610	198,1	81,5	-	-

NOTAS: (*) La tensión máxima sobre el hormigón es $\sigma_{cmáx} = 198,3 \text{ Kp/cm}^2$ y se produce con deformación del 1,998 por mil. Esta tensión representa el 82 por cien de la resistencia del hormigón determinada en probeta 15 x 30 cm ($f_c = 246 \text{ Kp/cm}^2$).

(**) La velocidad inicial, previa a la puesta en carga, fue de 4,065 Km/s.

DISCUSION DE LOS RESULTADOS

De acuerdo con los trabajos citados en (1) y (3), el proceso de microfisuración del hormigón se ha descrito de la forma siguiente.

ESTADO 1. No se produce microfisuración por efecto de las cargas.

ESTADO 2. Se alcanza una “tensión inicial” que hace propagarse las microfisuras de adherencia paralelamente a la carga aplicada y en la superficie del árido grueso. Estas microfisuras van desarrollándose en longitud y espesor, hasta alcanzarse el estado 3.

ESTADO 3. Rebasada una “tensión crítica” las fisuras se propagan por la masa del mortero, entre las distintas partículas del árido grueso.

En ensayos rápidos, la “tensión inicial” puede ser del orden del 50 al 60 por 100 de la de rotura cuando se emplean áridos naturales de buena adherencia con el mortero. Perry (3) la determina estudiando la variación del módulo de Poisson durante el ensayo. La “tensión crítica” puede situarse alrededor del 85 al 90 por 100 de la tensión de rotura.

Durand (2) estima, mediante las medidas de velocidad de los ultrasonidos, que se alcanza el denominado Estado 2 cuando empieza a apreciarse una variación proporcional de la velocidad con la carga, lo que ocurre alrededor del 45 por 100 de la resistencia de las probetas. El Estado 3 lo define por la aparición de desórdenes en la probeta, con fisuración visible y progresiva disminución de la velocidad. Esto ocurre para una tensión crítica del orden del 80 por 100 de la resistencia.

Galan (11) señala que se alcanza, lo que denomina “límite de fisuración intensiva” para una tensión crítica del orden del 90 por 100 de la de rotura. Este estado se alcanza con disminuciones de la velocidad superiores al 4 por 100 por cada 10 por 100 de incremento de carga y hace coincidir el “límite de fisuración intensiva” con la “tensión crítica” empleada por Perry (*).

Tanto la tensión inicial como la tensión crítica dependen de la adherencia árido-mortero. Especialmente, como señala Perry, la primera de ellas. Esta dependencia se refleja en un considerable aumento (del orden de 1,5 veces) de la deformación de rotura, en tracción, del hormigón cuando se emplean áridos de machaqueo (4) (**).

En los ensayos realizados se obtienen disminuciones de la velocidad de los ultrasonidos, en dirección transversal, superiores al 5 por 100 para cargas del orden del 70 por 100 de la resistencia del hormigón. Este dato corresponde a un material en el denominado “Estado 2” y coincide con los resultados de Durand (además la variación de velocidad se observa no sólo bajo carga sino tras la descarga de las piezas ensayadas). Los ensayos de Galan, realizados con proceso de carga rápido, son comparables con los que exponemos para los distintos niveles de deformación unitaria. Se observa, en la figura 3, la buena coincidencia con nuestros resultados al adoptar este criterio. La tensión crítica se alcanzaría según Galan para una deformación comprendida entre el 1,0 y el 1,3 por mil, lo que coincide aproximadamente con el punto de máxima curvatura de nuestro diagrama (figura 5).

NOTA (*) Fue definida por Brandtzaeg en 1935 como aquélla en que se producía el máximo cambio específico de volumen, lo que corresponde a un coeficiente de Poisson máximo.

NOTA (**) Houghton señala también el aumento de la deformabilidad con el contenido de cemento.

RELACION DE LAS TENSIONES SOBRE EL HORMIGON CON LA VELOCIDAD DE LOS ULTRASONIDOS

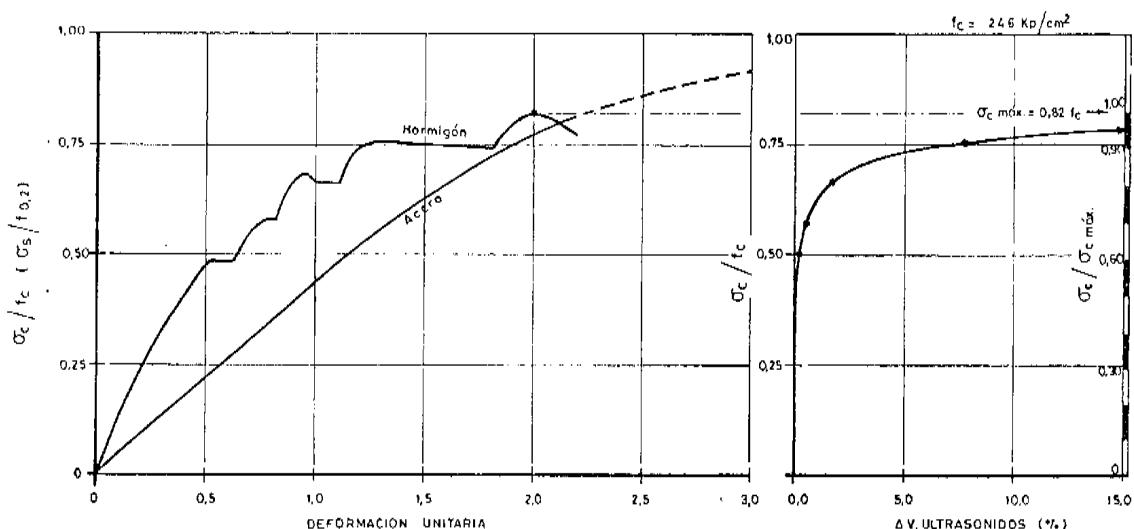


Fig. 4.

Finalmente cabe señalar que es posible detectar pérdidas de velocidad de los ultrasonidos del orden de un 5 por 100 en etapas previas a la rotura e incluso suficientemente separadas de ella cuando tienen lugar procesos de carga lentos. En orden a la posible aplicación in-situ de este procedimiento debe tenerse en cuenta que ese 5 por 100 de variación de la velocidad de los ultrasonidos entre dos zonas o elementos estructurales contiguos podría verse enmascarado por una diferencia de resistencia. Sin embargo, tal diferencia debería ser del orden del 20 por 100 (17).

CONCLUSIONES

El proceso de rotura del hormigón en compresión lleva consigo la aparición y desarrollo de microfisuras en el mismo. La fisuración se ha estudiado por diversas técnicas e incluso directamente mediante microscopía. Previamente a la rotura pueden observarse sus efectos de forma muy clara por la pérdida de resistencia a tracción del hormigón, que constituye una investigación complementaria en desarrollo por INTEMAC.

De los datos expuestos en esta publicación se deduce:

- 1º) La técnica de los ultrasonidos puede ser útil para estudiar este proceso, permitiendo detectar en qué estado se encuentra el hormigón y si se han rebasado las denominadas "tensión inicial" o "tensión crítica".
- 2º) El nivel de cargas a que corresponden las tensiones "inicial" y "crítica" es más difícil de determinar, especialmente con procesos de carga lentos.
- 3º) El camino a seguir en sucesivas investigaciones debe tender a relacionar la velocidad de paso de los ultrasonidos con la deformación alcanzada como consecuencia de las cargas, evaluando así la proximidad del instante de rotura y los efectos mecánicos de la microfisuración.

El inicio de la microfisuración de adherencia entre mortero y árido grueso será difícil de determinar en aplicaciones in-situ debido a la heterogeneidad del hormigón. Sin embargo, podría apreciarse si se ha rebasado o no la "tensión crítica" y el hormigón se encuentra en el "Estado 3" con fisuras en la masa del mortero.

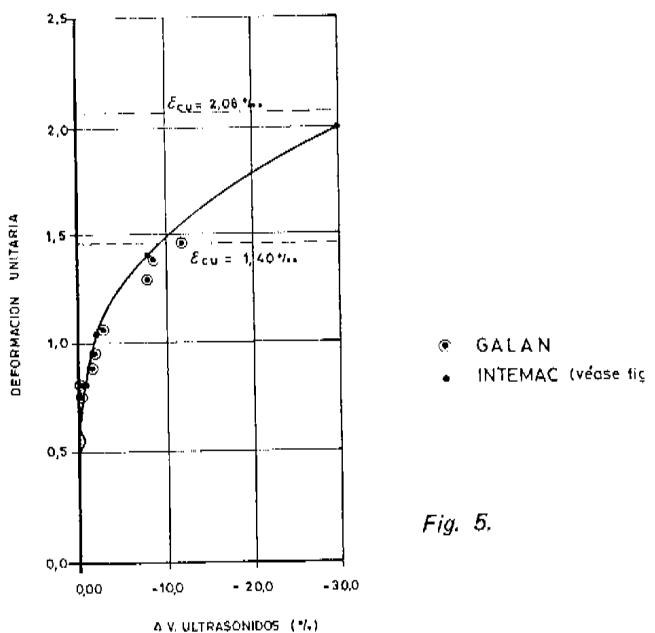


Fig. 5.



Foto 1. Fotomicrográffa del hormigón tras someterlo al 80% de la carga de rotura (referencia 1).

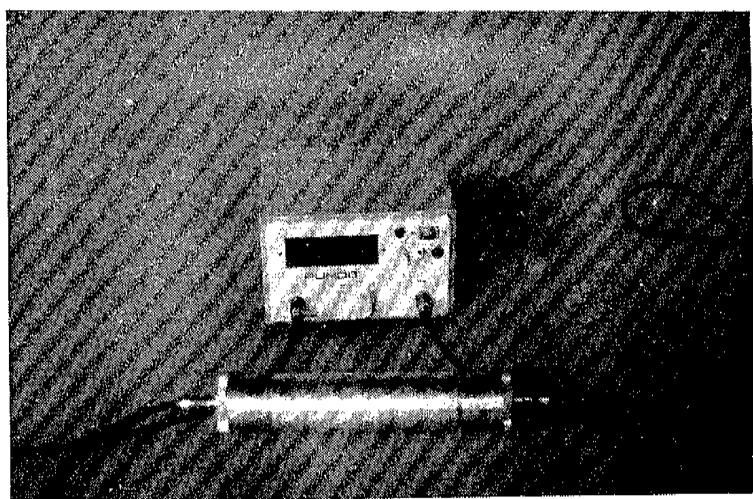


Foto 2. Aparato PUNDIT para medir la velocidad de los ultrasonidos en el hormigón.



Foto 3. Aplicación del PUNDIT a un soporte fabricado en el laboratorio previamente a su puesta en carga.

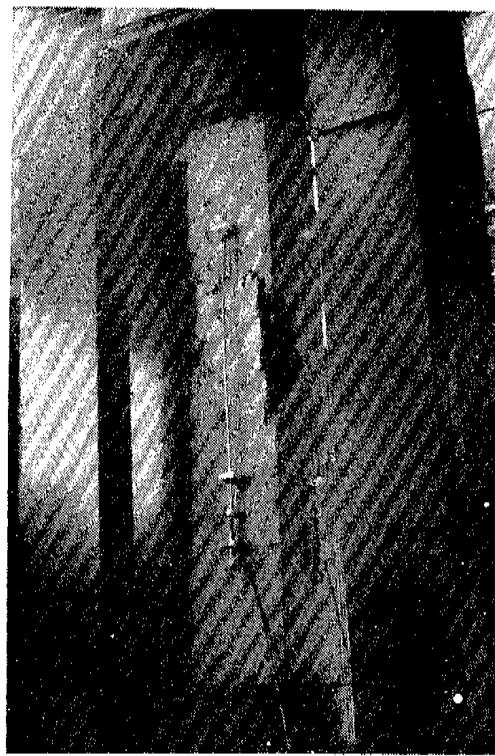


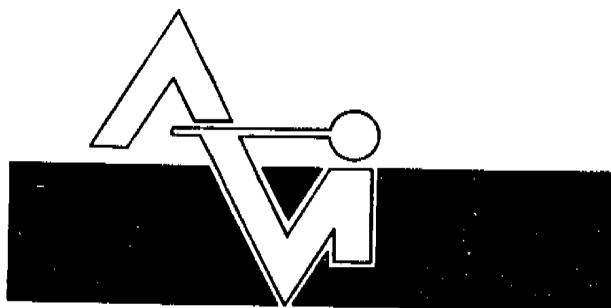
Foto 5. Soporte en la prensa de ensayo tras la rotura por compresión.



Foto 4. Soporte de hormigón armado en la prensa de ensayo con los transductores para medir las deformaciones unitarias.

BIBLIOGRAFIA

- (1) J. Calavera, E.G. Valle, A. Delibes, J.M. Izquierdo y J.F. Paris. Influencia de las compresiones previas en el hormigón sobre su microfisuración y resistencia a compresión. ASIC - 1977.
- (2) A. Durand y G. Durand. Etude de la variation de la vitesse longitudinale V_L des ultrasons dans une éprouvette normalisée de béton soumise à de charges croissantes. Matériaux et Constructions. Vol. 11, núm. 63.
- (3) C. Perry, J.E. Gillot (Comunicado de A.M. Neville). The influence of mortar-aggregate bond strength on the behaviour of concrete in uniaxial compression. Cement and Concrete Research. Vol. 7, pp. 553-564, 1977.
- (4) D.L. Houghton. Determining tensile strain capacity of mass concrete. ACI Journal. Diciembre 1976.
- (5) P. Desayi y M. Veerappan. A new indirect tension test for concrete and other brittle materials. Matériaux et Constructions. Vol. 5 núm. 30, 1972.
- (6) J. Ferry Borges. Structural behaviour under repeated loading. European Committee for Earthquake engineering. W.G. on the Resistance of Structures. Diciembre 1973.
- (7) L.E. Clark, K.H. Gerstle y L.G. Tulin. Effect of the strain gradient on the stress-strain curve of mortar and concrete. ACI Journal. Septiembre 1967.
- (8) G.W. Washa y P.G. Fluck. Effect of sustained loading on compressive strength and modulus of elasticity of concrete. Journal of the American Concrete Institute. Mayo 1950.
- (9) E. Hognestad. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. University of Illinois, Urbana. 1951-Nov.
- (10) B.P. Sinha, K.H. Gerstle y L.G. Tulin. Stress-strain relations for concrete under cyclic loading. Journal of the ACI. Febrero 1964.
- (11) Andrej Galan. La limite de fissuration intensive dans le béton soumis aux charges de courte durée par compression centrée et les interrelations entre la contrainte, les déformations et la vitesse d'impulsions dans le domaine non-linéaire. Institut de Construction et d'Architecture de L'Académie Slovaque des Sciences. Bratislava, Checoslovaquia.
- (12) A. Mihul. Influence des défauts structuraux y compris les microfissures, sur le comportement de la pierre à ciment et du béton sous charges continues bien que passagères. Institut Polytechnique - Iași.
- (13) H. Mihashi y M. Izumi. A stochastic theory for concrete fracture. Dp. of Architecture, Thoku Univ., Sendai, Japan. Communicated by F.H. Wittmann 28 Mar 1977
- (14) Hubert Rüsch (from the work of C.E.B.). Researchs toward a General flexural theory for structural concrete. Journal of the ACI (Julio 1960).
- (15) J. Calavera, E.G. Valle y G.G. Isabel. La influencia de los esfuerzos previos de compresión sobre la resistencia a tracción del hormigón. Hormigón y Acero, núm. 119-120 (1976).
- (16) J.M. Tobío. Tensión, deformación y fisurabilidad en el hormigón. Materiales de Construcción, I.E.T. c.c., núm. 680-51.
- (17) Norma British Standard núm. 4408, Parte 5^a.

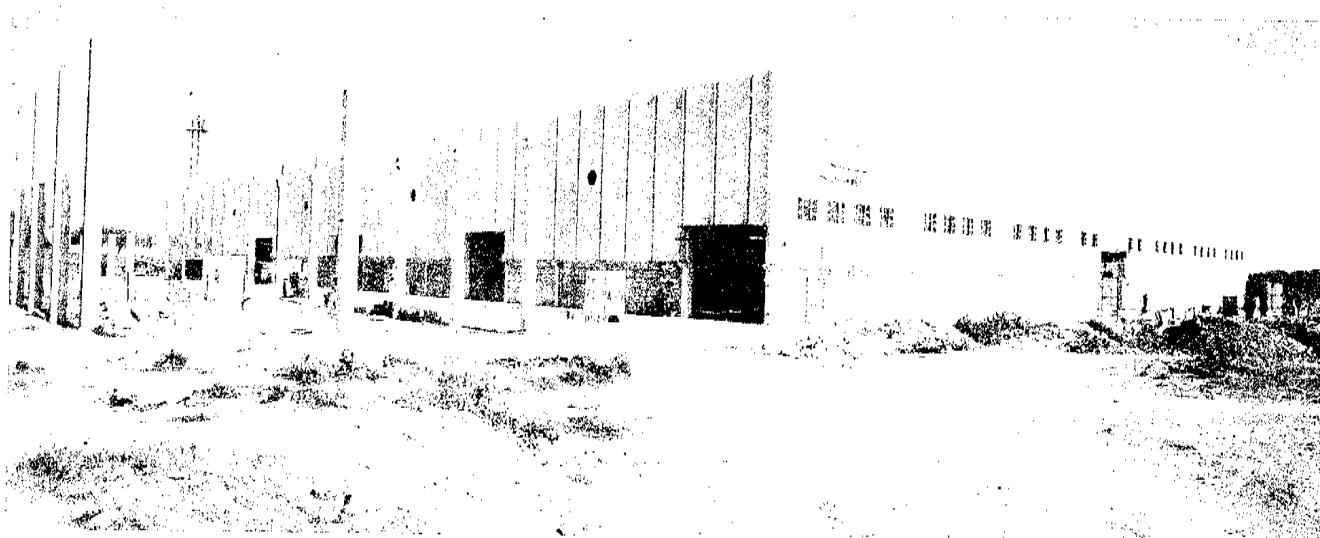


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA



PREFABRICADOS ALBAJAR

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



FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)

MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.

GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.

MADRID: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68.

ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)

MADRID: Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50. TORREJÓN DE ARDOZ.

Fábricas: Carretera de Toledo, Km. 7,300 - Teléfono 695 25 68. GETAFE.

Oficinas: Orense, 10 - Teléfono: 455 05 35/6/7. MADRID-20.

Influencia económica de las torsiones en un edificio no simétrico sometido a esfuerzos laterales

Por Fernando Da Cunha Rivas

Ingeniero de Caminos, Jefe del Departamento de Estructuras de IDASA, Ingeniería del Atlántico, S.A.

Pascual Matesanz Manzanet

Ayudante de Obras Públicas, Jefe del Departamento de Informática de IDASA,
Ingeniería del Atlántico, S.A.

RESUMEN

Se expone un método matricial muy apto para el estudio en ordenador del reparto de cargas en edificios con pórticos y pantallas sometidos a fuerzas laterales. El procedimiento se basa en la idealización de los pórticos y de las pantallas en una sola ménsula vertical situada en el centro elástico para cada sistema por separado. A continuación se estudia el entramado espacial formado por ambas ménsulas unidas por los pisos, considerados éstos como infinitamente rígidos en su plano. Así se obtienen las deformaciones del edificio solicitado por cargas puntuales de dirección cualquiera aplicadas en el nivel de las plantas y, posteriormente, las fuerzas en cada pórtico y/o pantalla.

El objetivo básico es conseguir un método dotado del rigor suficiente y que, debido al tratamiento matricial, pueda dar al proyectista información rápida sobre diversas opciones de diseño, especialmente en lo que se refiere a las torsiones en edificios no simétricos.

El tiempo de análisis de los ejemplos que se muestran no llega a 30 min en un ordenador de 32 K palabras.

1. BASE DEL METODO DE CALCULO

1.1. Ejes elásticos de un edificio

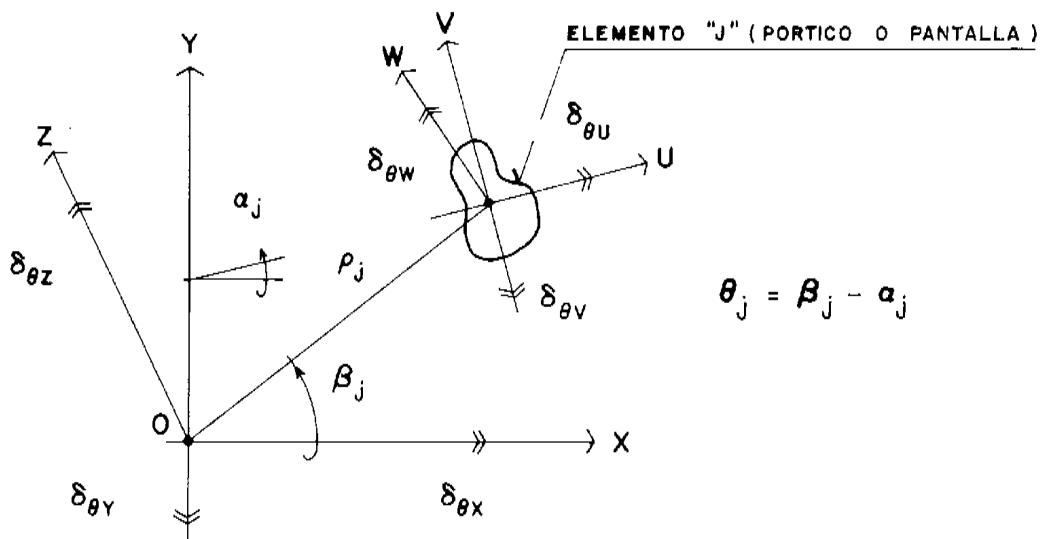
Definimos eje vertical elástico de un edificio como una línea imaginaria tal que cualquier fuerza horizontal que pase por él no produce giro en planta de la estructura.

* Texto de la comunicación presentada en el 5º Simposio C.I.B. S41 sobre Construcción de Edificios en Altura en Condiciones Adversas (Madrid, 23-25 Junio 1980).

Definimos ejes elásticos en planta como aquellas líneas tales que una fuerza horizontal así orientada provoca movimientos tan sólo en esa dirección sin giro de torsión.

La existencia de estos ejes es condición necesaria para poder idealizar el sistema a una sola ménsula equivalente.

1.2. Planteamiento matricial



DEFINICION DE EJES

Suponemos conocidos los ejes elásticos de un sistema de pórticos y/o pantallas. Sea x, y, z con los signos de flechas y giros indicados en la figura.

Cualquier elemento "j" del sistema tendrá unos ejes locales u, v, w ($z \equiv w$) y sus movimientos en cada planta podemos descomponerlos según esos ejes. Tendremos pues representado el comportamiento espacial del elemento superponiendo los corrimientos de tres ménsulas:

$$\begin{array}{lll} \text{Ménsula "u"} & \delta_1 = \begin{bmatrix} \delta_u \\ \delta_{\theta v} \end{bmatrix} & F_1 = \begin{bmatrix} F_u \\ M_v \end{bmatrix} \\ (\text{Flexión y/o cortante}) & & \\ \text{Ménsula "v"} & \delta_2 = \begin{bmatrix} \delta_v \\ \delta_{\theta u} \end{bmatrix} & F_2 = \begin{bmatrix} F_v \\ M_u \end{bmatrix} \\ (\text{Flexión y/o cortante}) & & \\ \text{Ménsula "w"} & \delta_3 = \begin{bmatrix} \delta_w \end{bmatrix} & F_3 = [F_w] \\ (\text{Torsión}) & & \end{array}$$

Para cada elemento "j" y cada piso, podemos escribir:

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix}_j = \begin{bmatrix} R_u & 0 & 0 \\ 0 & R_v & 0 \\ 0 & 0 & R_w \end{bmatrix}_j \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix}_j$$

Esto presupone que los elementos (pórticos o pantallas) tienen unos ejes principales de inercia y que los movimientos en esas direcciones son independientes entre sí, cosa usual en las edificaciones.

La matriz de cambio de deformaciones a los ejes elásticos será:

$$\begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C & S & B \\ -S & C & D \\ O & O & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{bmatrix}$$

$\delta = T^t \Delta$

δ = movimiento en ejes locales
 Δ = movimientos en ejes elásticos
 $C = \cos \alpha$ diag. (1,1)
 $S = \sin \alpha$ diag. (1,1)
 $B = (-\rho_o \sin \theta)$
 $D = (\rho_o \omega \theta)$

En cuanto a las fuerzas, para la totalidad de los elementos:

$$\begin{bmatrix} \bar{F}_1 \\ \bar{F}_2 \\ \bar{F}_3 \end{bmatrix} = \sum_j \begin{bmatrix} C & -S & O \\ S & C & O \\ B_1 & D_1 & 1 \end{bmatrix}_j \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix}_j$$

$\bar{F} = T F$

F = fuerzas en ejes locales

\bar{F} = fuerzas en ejes elásticos

$B_1 = (-\rho \sin \theta, 0)$

$D_1 = (\rho \cos \theta, 0)$

Por tanto,

$$\bar{F} = \sum_j T R T^t$$

La matriz de rigidez del conjunto será:

$$\Sigma_j \begin{bmatrix} CR_{uj} C + SR_{vj} S & CR_{uj} S - SR_{vj} C & CR_{uj} B - SR_{vj} D \\ SR_{uj} C - CR_{vj} S & SR_{uj} S + CR_{vj} C & SR_{uj} B - CR_{vj} D \\ B_1 R_{uj} C - C_1 R_{vj} S & B_1 R_{uj} S + D_1 R_{vj} C & E_1 R_{uj} B + D_1 R_{vj} D + R_{wj} \end{bmatrix}$$

Donde las matrices R'_{uj} y R'_{vj} son matrices de rigidez modificadas que relacionan las fuerzas sobre la ménsula con las flechas exclusivamente, sin tener en cuenta los giros.

Si los ejes a los que hemos reducido las rigideces son los elásticos se debe cumplir que sólo puede haber matrices no nulas en la diagonal principal, por tanto:

$$\Sigma_j (CR_{uj} S - SR_{vj} C) = \Sigma_j (SR_{uj} C - CR_{vj} S) = 0$$

$$\begin{aligned} \Sigma_j (CR_{uj} E - SR_{vj} D) &= \Sigma_j (SR_{uj} B + CR_{vj} D) = \Sigma_j (B_1 R_{uj} C - C_1 R_{vj} S) = \\ &= \Sigma_j (B_1 R_{uj} S + D_1 R_{vj} C) = 0 \end{aligned}$$

Tenemos, pues, dos condiciones que determinan la orientación y las coordenadas del centro elástico.

Sucede que:

- Si suponemos que existen dos maneras diferenciadas de deformación (por cortante y por flexión) estas condiciones sólo se cumplirán para el conjunto de elementos con ambos tipos de deformabilidad, cuando hay simetría central. En otro caso, no es posible encontrar un eje elástico para un sistema de pórticos (deformación por cortante) y pantallas (deformación por flexión). Es por ello por lo que buscaremos idealizar el conjunto de pórticos a una ménsula de cortante localizada en el eje elástico de este sistema, obteniendo previamente las rigideces o bien de forma rigurosa mediante un programa de emparrillado con cargas en su plano, o bien siguiendo a Heidebrecht y Stafford Smith y procedemos de forma análoga con las pantallas (inercias a flexión).
- Una de las circunstancias que hacen que exista el eje elástico es que las rigideces de los elementos de un piso sean iguales a las del anterior o siguiente multiplicadas por una constante. Entonces podemos buscar solución a las condiciones anteriormente escritas en una sola planta, lo cual aligera el trabajo. Según nuestra experiencia esta condición se cumple aceptablemente en edificios reales.

De esta forma llegamos a idealizar en dos ménsulas ambos sistemas.

Para cada una de llas podremos escribir:

$$\begin{bmatrix} \bar{F}_1 \\ \bar{F}_2 \\ \bar{F}_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R_x & 0 & 0 \\ 0 & R_y & 0 \\ 0 & 0 & R_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} R_x &= \sum_j (\cos^2 \alpha_j R_{uj} + \sin^2 \alpha_j R_{vj}) \\ R_y &= \sum_j (\sin^2 \alpha_j R_{uj} + \cos^2 \alpha_j R_{vj}) \\ R_z &= \sum_j (\rho_j^2 \sin^2 \alpha_j R_{uj} + \rho_j^2 \cos^2 \alpha_j R_{vj} + R_{wj}) \end{aligned}$$

Es fácil comprender que, por la ley de formación de las matrices R'_{uj} y R'_{vj} la construcción de la matriz de rigidez global de cualquiera de las dos ménsulas no se hace en banda.

Para estudiar el movimiento de todo el edificio basta unir ambas ménsulas entre cada piso mediante barras que reproduzcan las funciones de las placas (rigidez infinita en su plano) formando así un pórtico espacial de 3 n barras ($n = \text{número de plantas}$) que se resuelve como emparrillado con cargas en los nudos.

A partir de los desplazamientos de los ejes elásticos en cada altura, deshaciendo los cambios de coordenadas, se obtienen las deformaciones en cada elemento "j" (pórtico o pantalla) y de éstas los esfuerzos y las fuerzas que actúan en cada nivel.

Todo este planteamiento se ha plasmado en un programa para ordenador, llamado PORPAN, que obtiene el reparto de fuerzas en un edificio con elementos pórtico y/o pantalla en forma y situación cualquiera con la condición de que las rigideces de los elementos en un nivel sean iguales a los del anterior por una constante. Para cada piso la constante de los pórticos debe ser común a todos ellos, y lo mismo debe ocurrir con las pantallas.

2. EJEMPLOS DE CALCULO

Con ayuda de este programa --PORPAN-- y de otro denominado EDIF, que calcula esfuerzos, deformaciones y armaduras en vigas y pilares de un pórtico computando todas las combinaciones posibles de hipótesis con sus coeficientes de seguridad siguiendo la Instrucción Española EH-73, hemos estudiado dos edificios de planta idéntica de 9 pisos y diferente disposición de elementos resistentes. Como se ve en la figura, el primero de ellos sólo tiene dos pantallas alojadas hacia el centro, mientras el segundo tiene cuatro, dos de ellas muy excéntricas.

Con esta morfología es evidente que las fuerzas laterales provocarán grandes torsiones en el segundo caso y débiles en el primero. Es nuestra intención comparar la estructura de ambos edificios en cuanto a esfuerzos (distribución y máximos) y en cuanto a cuantías de hormigón y acero (economía).

2.1. Resultados numéricos del estudio

Estudiamos esfuerzos y armaduras en ambos edificios con cargas gravitatorias y de viento de acuerdo con las Normas Españolas. Consideramos sólo viento en sentido "y", como se aprecia en la figura.

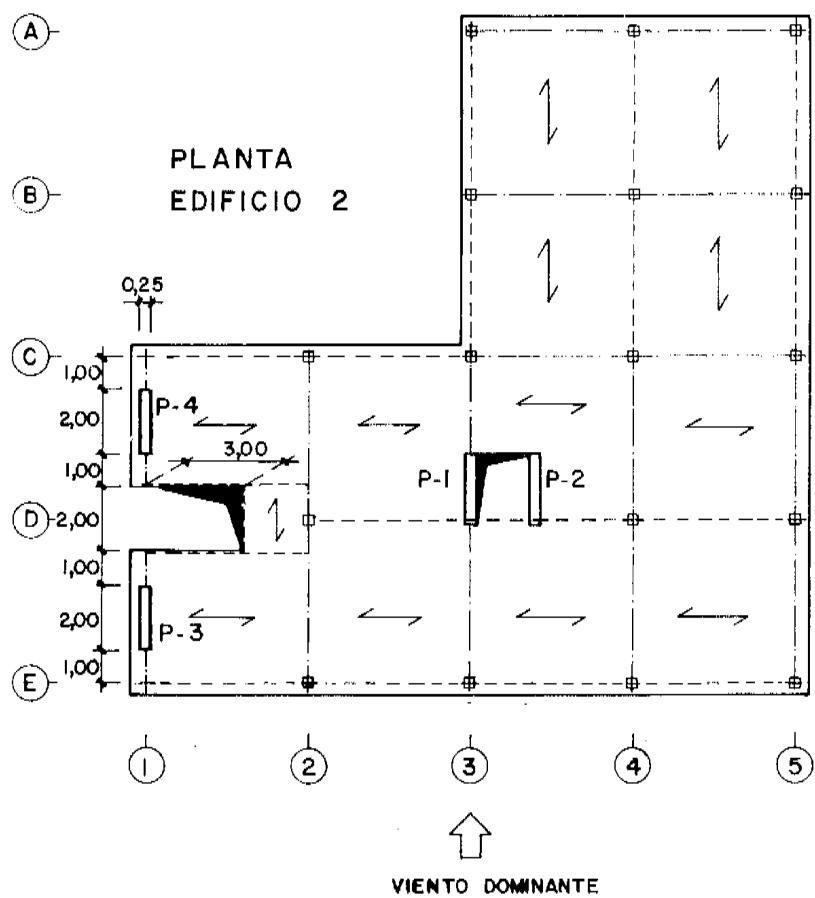
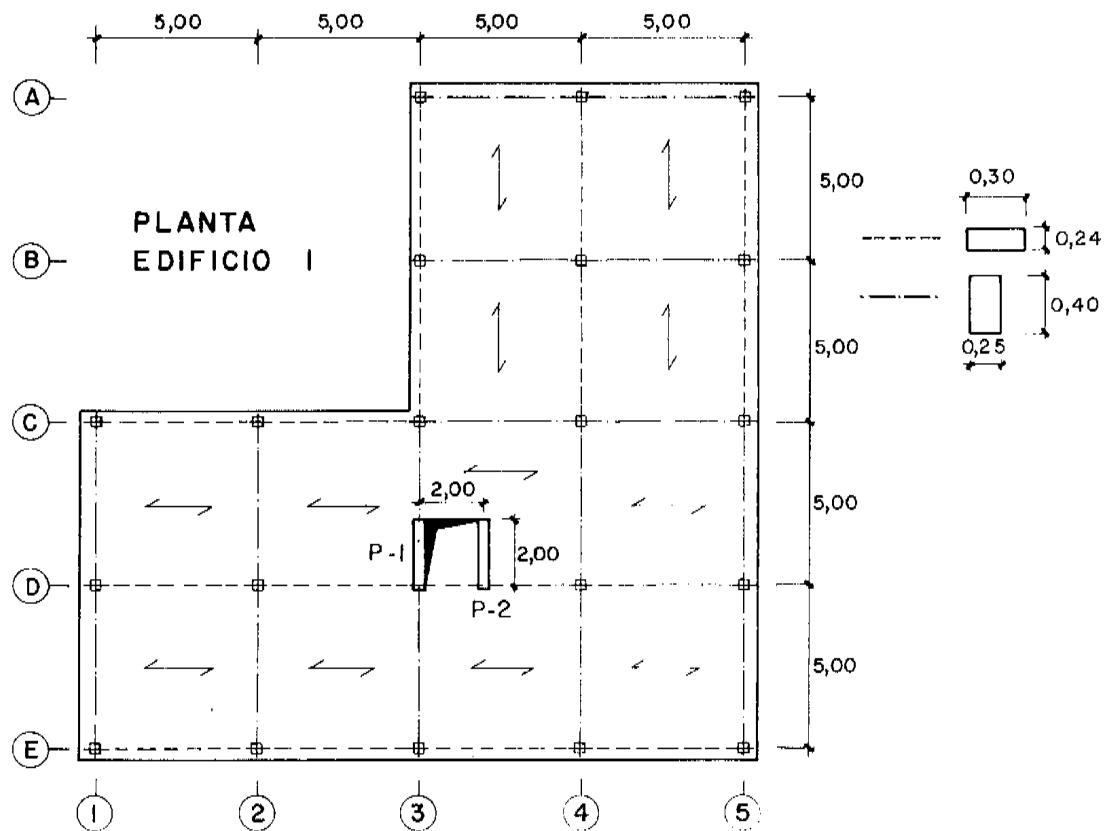
2.1.1. *Esfuerzos en pantallas*

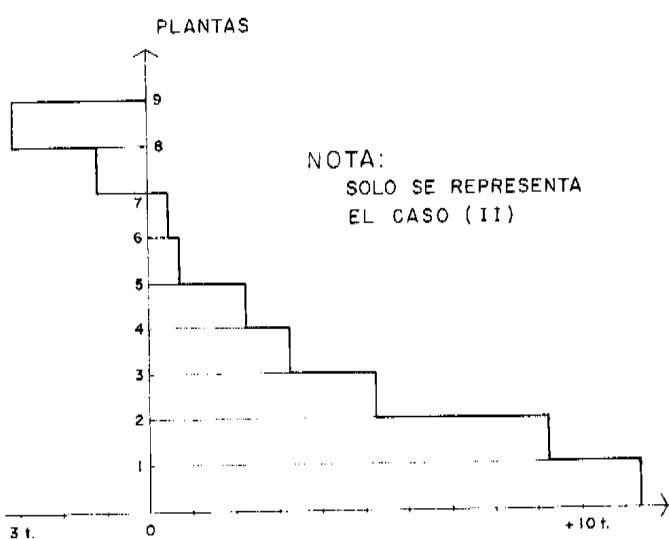
A continuación se detallan los cortantes y flectores en la pantalla más solicitada en los casos siguientes:

CASO I: Edificio 1, sin considerar torsiones.

CASO II: Edificio 1, considerando torsiones (pantalla 1)

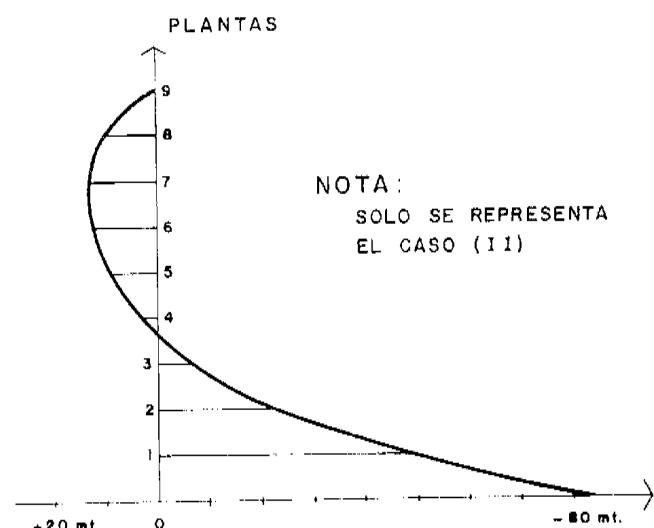
CASO III: Edificio 2, considerando torsiones (pantalla 2)





(I)	(II)	(III)
- 2,99	- 3,14	- 2,35
- 1,23	- 1,14	- 0,82
0,32	0,54	0,56
0,75	0,72	0,89
2,18	2,21	1,94
3,35	3,30	2,79
5,36	5,25	4,46
8,75	9,19	7,55
10,82	11,31	9,43

PANTALLAS. ESFUERZOS CORTANTES

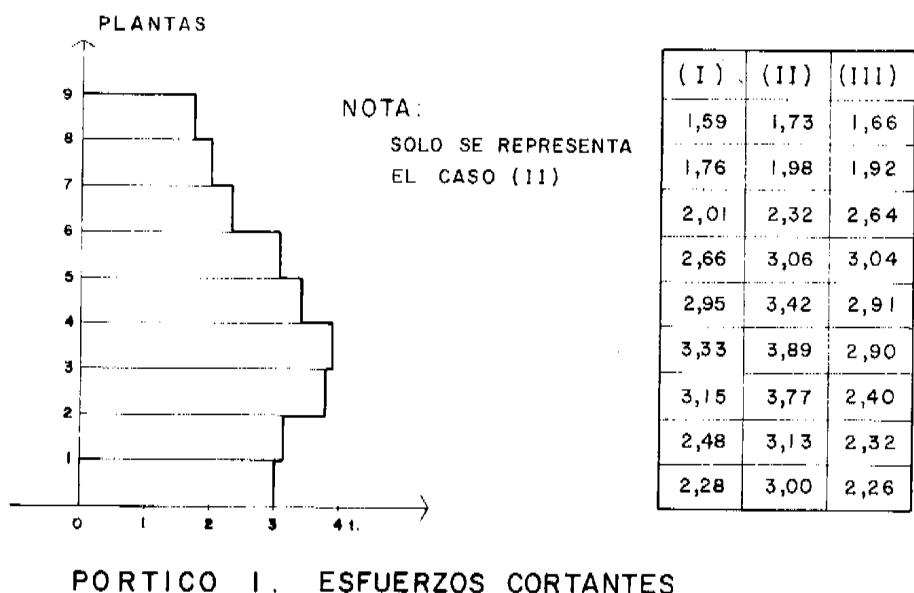


(I)	(II)	(III)
0	0	0
8,97	9,41	7,03
12,68	12,85	9,48
11,73	11,21	7,79
9,49	9,06	5,10
2,94	2,44	- 0,71
- 7,12	- 7,46	- 9,08
- 23,20	- 23,20	- 22,45
- 49,	- 50,80	- 45,12
- 81,90	- 84,70	- 73,41

PANTALLAS. MOMENTOS FLECTORES

2.1.2. Esfuerzos en pórticos

A continuación se representa el diagrama de cortantes en el pórtico 1 para uno de los tres casos de carga más arriba citados.



2.1.3. Cuantías de materiales en ambos edificios

Los consumos de materiales y cuantías de acero por unidad de superficie en ambos edificios son los siguientes:

EDIFICIO S1

Pilares	Hormigón	70,335 m ³	2,88 Kgs./m ²
	Acero	7.773,844 Kgs.	
Pantallas	Hormigón	27,000 m ³	0,96 Kgs./m ²
	Acero	2.758,632 Kgs.	
Vigas	Hormigón	122,040 m ³	4,44 Kgs./m ²
	Acero	11.973,78 Kgs.	
TOTAL	Hormigón	219,375 m ³	8,28 Kgs./m ²
	Acero	22.335,256 Kgs.	

EDIFICIO S2

Pilares	Hormigón	60,233 m ³	2,60 Kgs./m ²
	Acero	7.028,477 Kgs.	

Pantallas	Hormigón	54,000 m ³	1,90 Kgs./m ²
	Acero	5.118,304 Kgs.	
Vigas	Hormigón	118,872 m ³	4,14 Kgs./m ²
	Acero	11.171,07 Kgs.	
TOTAL	Hormigón	233,105 m ³	8,64 Kgs./m ²
	Acero	23.317,851 Kgs.	

Se puede apreciar que las cantidades de material necesarias son prácticamente idénticas en ambos casos, a pesar de que en el edificio 2 la situación de los elementos de rigidización lateral es más excéntrica que en el edificio 1. Estas diferencias se deben exclusivamente al predimensionamiento inicial de las pantallas y la necesidad de una cierta armadura mínima.

2.1.4. Estudio de hipótesis pésimas en vigas y pilares

En cuanto a la incidencia del efecto del viento en la armadura de vigas y pilares, la hemos podido detectar debido a que el programa "EDIF" lista, al lado de la cuantía mecánica necesaria, la combinación pésima de hipótesis que provocan esa necesidad de armadura.

En líneas generales ocurre que:

- La hipótesis de viento es determinante en las secciones de encuentro de vigas con pilares. Sin embargo la variación de cuantía necesaria es poco variable en relación a la altura y tiene su máximo en la zona media del edificio (4^a a 5^a planta).
- Lo mismo ocurre en cuanto al cortante en apoyos, pero, lógicamente suavizado.
- La armadura de centro de vano no depende en ningún caso de la hipótesis de viento.
- La hipótesis de viento no es determinante en la mayor parte de los pilares y, en aquellos en los que entra en la combinación pésima, están localizados en las plantas 7 a 9, en los que se supone que hay flexión dominante.

Se puede decir que los pilares, a efectos de armadura, funcionan como si no absorbiieran viento, debido al juego de los coeficientes de seguridad. Por supuesto esto no está de acuerdo conceptualmente con la idea antigua y simplista de que son las pantallas las que absorben toda la fuerza del viento.

Naturalmente estas observaciones sólo son válidas para los edificios estudiados, así, por ejemplo, si no existiesen pantallas las cosas podrían cambiar de forma sensible.

CONCLUSIONES

- .. Se presenta un método apto para resolver de forma rápida y económica el reparto de fuerzas laterales entre elementos estructurales de un edificio, que pensamos puede introducir una notable economía en sus consumos de materiales, además de precisión en los cálculos de esfuerzos y deformaciones. Este método tiene en cuenta la conexión entre pórticos y pantallas en cada piso y en altura y las simplificaciones que comporta creemos que son perfectamente asumibles en un altísimo porcentaje de casos prácticos, según nuestra experiencia.

- Analizando un caso concreto, se observa que la influencia de la torsión es escasa en la cuantía y disposición de materiales. Obviamente estas conclusiones no se pueden generalizar alegremente a cualquier edificio.
- También del análisis de ese caso concreto se deduce que la armadura de los pilares no viene determinada por los esfuerzos de viento, debido sin duda a que las pantallas lo absorben en una cuantía que hace que no entre en la combinación pésima de armadura de soportes. Evidentemente para que esto sea factible, es necesario armar las pantallas para soportar los esfuerzos provocados por las fuerzas que absorben, no para el total de las acciones laterales.

De esta manera, a efectos de armadura, las cosas ocurren como si los pilares no tomasesen carga de viento.

AGRADECIMIENTOS: Nuestra sentida expresión de gracias a D. José Calavera Ruiz, por su amabilidad al facilitarnos bibliografía.

BIBLIOGRAFIA

- Estructuras de edificios. Carlos Fernández Casado.
- Large Capacity multistory frame |analysis|programs. J. Structural Div. ASCE Ag. 1963, R. Clough, E. Wilson, I.P. King.
- Lateral load analysis of asymmetric multistory structures. J. Gluck, J. Structural Division ASCE, Feb. 1970.
- Torsion analysis of symmetric building structures. A. Coull, B. Stafford Smith ASCE En. 1973.
- Approximate analysis of tall wall-frame structures. A. Heidebrecht, B. Stafford Smith, J. Structural Div. ASCE, Feb. 1973.
- Three-dimensional interaction of walls and frames. M.C. Stamato, E. Mancini, J. Structural Div. ASCE, Dic. 1973.
- Approximate analysis of open-section shear walls subject to torsional loading. A. Heidebrecht, B. Stafford Smith, J. Structural Div. ASCE, Dic. 1973.
- Approximate analysis of asymmetric wall-frame, structures. A. Rutenberg, A. Heidebrecht Building, Dic. 1975.
- Monografía núm. 338, A. Recuero, J.P. Gutiérrez, Instituto Eduardo Torroja, 1976.
- Simplified analysis of wall-frame building structures. C. Prato, ASCE, Dic. 1976.
- Space frame simulated for structural design J. McDonough, T.M. Baseheart, B.C. Ringo Computers & Structures, 1977.
- Plane frame analysis of laterally loaded |asymmetric building, an uncoupled| solution. A. Rutenberg Computers & Structures 1979.

La técnica de construcción de diques secos drenados, aplicada a la ejecución de los sótanos bajo nivel freático del Edificio Horizonte en Málaga (España)

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos. ESTEYCO, S.A.
Angel Asenjo Díaz
Arquitecto. VERTECO, S.A.
Jaime Sánchez Rivera
Ingeniero de Caminos. ESTEYCO, S.A.

1. - INTRODUCCION

El Edificio Horizonte es un importante complejo de cerca de 40.000 m² de superficie, destinado a uso de viviendas, oficinas, locales comerciales y aparcamientos que se ha construido en la ciudad de Málaga, en la zona del puerto, en terrenos que en época reciente fueron ganados al mar, quedando en la actualidad separados de él solamente por una vía de circulación que constituye el paseo marítimo.

El Edificio ocupa un solar exento de unos 3.000 m² de superficie, sin edificaciones medianeras, que linda con el Paseo Marítimo y otras tres calles de la ciudad (fig. 1). Dispone de planta baja y 4 niveles de sótano ocupando la totalidad del solar siendo la cota de solera del 4º sótano la -11,90. Por encima de la rasante nacen cinco torres independientes, de las cuales las A y B disponen de 16 alturas, la torre E de 15 y las C y D de 8 alturas. Su posición en planta se muestra, también, en la figura 1.

En cuanto al uso del edificio, los sótanos 2º, 3º y 4º están destinados a aparcamientos. El sótano 1º, planta baja y primera planta se destinan a la creación de una zona multi-comercial, con sus correspondientes circulaciones peatonales conectadas con el viario exterior, existiendo también locales para oficinas. El resto de las plantas se destinan a vivienda.

(1) Texto de la comunicación presentada al 5º Simposio C.I.B. S-41.

BLOQUES A y B ... 16 ALTURAS

BLOQUES C y D ... 8 ALTURAS

BLOQUE E ... 15 ALTURAS

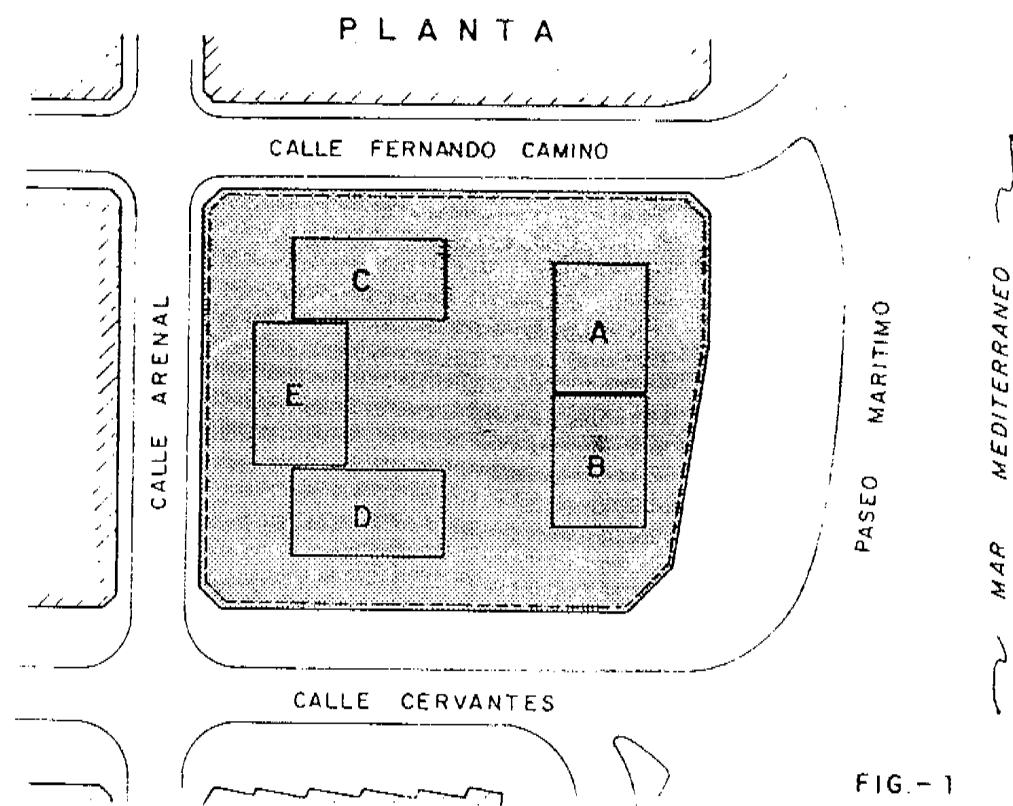
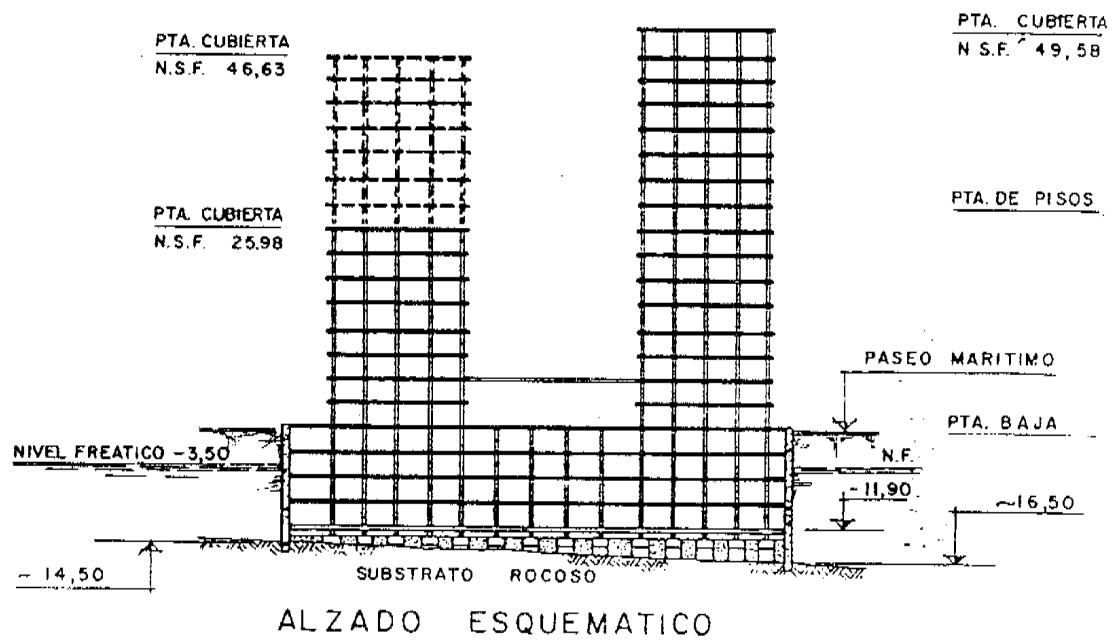


FIG.-1

2.- EL MARCO GEOLOGICO Y LAS CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL TERRENO

Desde un punto de vista geológico el área objeto de esta comunicación se encuentra encavada en el complejo Malaquide, uno de los tres en que se suele dividir la zona Bética. Este Complejo está formado fundamentalmente por esquistos y pizarras de diferentes tipos, abundando también las grauvacas y siendo frecuente encontrar, también, entre las rocas metamórficas intrusiones de rocas filonianas básicas. Es usual, asimismo, la presencia de conglomerados, calizas, cuarcitas y filitas.

Los materiales paleozóicos suelen aparecer muy fracturados, como consecuencia de dos fases de plegamientos superpuestos a que han estado sometidos. En la zona de estudio todo el Paleozoico aparece recubierto por materiales cuaternarios, como consecuencia de una posible plataforma de abrasión debida a la evolución del acantilado. El Paleozoico constituye el sustrato rocoso y aparece definido por areniscas silíceas de grano fino a medio que pueden presentar niveles pizarrosos.

La investigación realizada mediante sondeos, penetrómetros y diversos ensayos de laboratorio, sobre muestras obtenidas del terreno, han permitido confirmar la información anterior y precisar las características de los terrenos, que desde un punto de vista geotécnico se pueden considerar divididos en tres niveles (fig. 2):

- Relleno: con una potencia de 3,0 a 3,5 metros.
- Arenas de origen cuaternario muy permeables, cuya granulometría se va haciendo más fina con la profundidad.
- Substrato rocoso, muy fracturado, cuya superficie constituye aproximadamente un plano inclinado hacia el mar, y situado a cotas variables entre -14,50 y -16,50 en relación con el nivel de calle.

El nivel freático se encuentra a la cota -3,50 prácticamente en la zona de contacto entre el relleno y el manto de arenas que cubre el substrato rocoso.

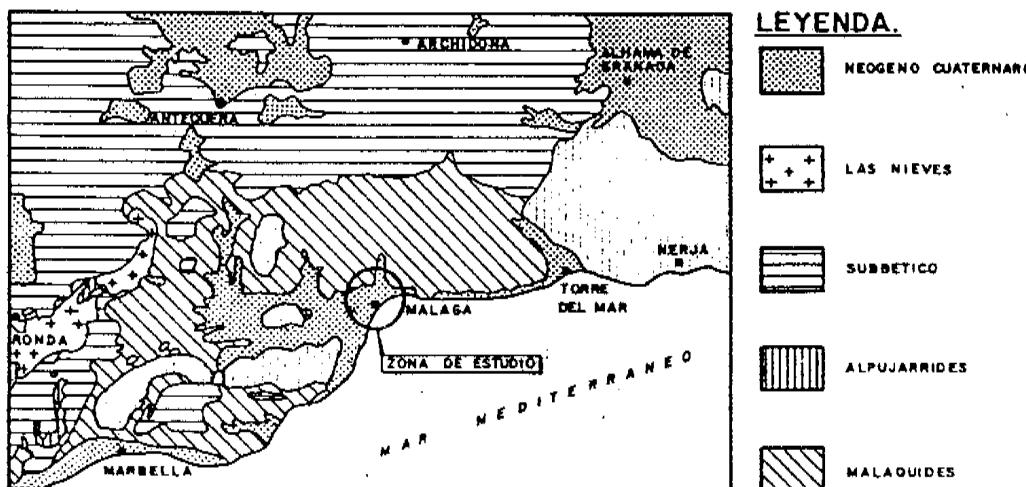
3.- PLANTEAMIENTO DE UNA SOLUCION

La construcción de los 4 niveles de sótano del edificio, el último de los cuales se encuentra más de 8 metros por debajo del nivel freático exigía, en definitiva, la realización de un recinto estanco de unos 3.000 m² de superficie y unos 12,50 metros de profundidad. El problema así planteado era análogo, aunque a una escala más pequeña en cuanto a la superficie se refiere, al que se presenta en la construcción de los diques secos.

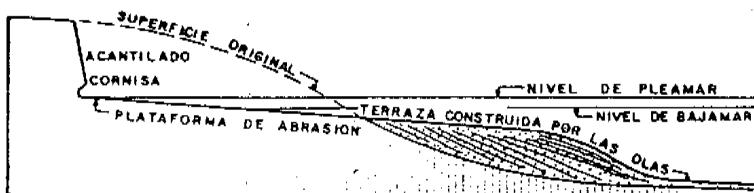
En ambos casos las diferentes posibilidades de solución son las siguientes:

- **Recintos estancos:** Diseñados para que resulten perfectamente impermeables y calculados para resistir las subpresiones. El empuje ascensional que resulta hay que equilibrarlo con las cargas permanentes de la edificación evaluadas con prudencia y precisión, y de no ser éstas suficientes, con el peso de la solera cuyo espesor hay que dimensionarlo a tal fin. Se trata pues, de un *recinto de gravedad*.

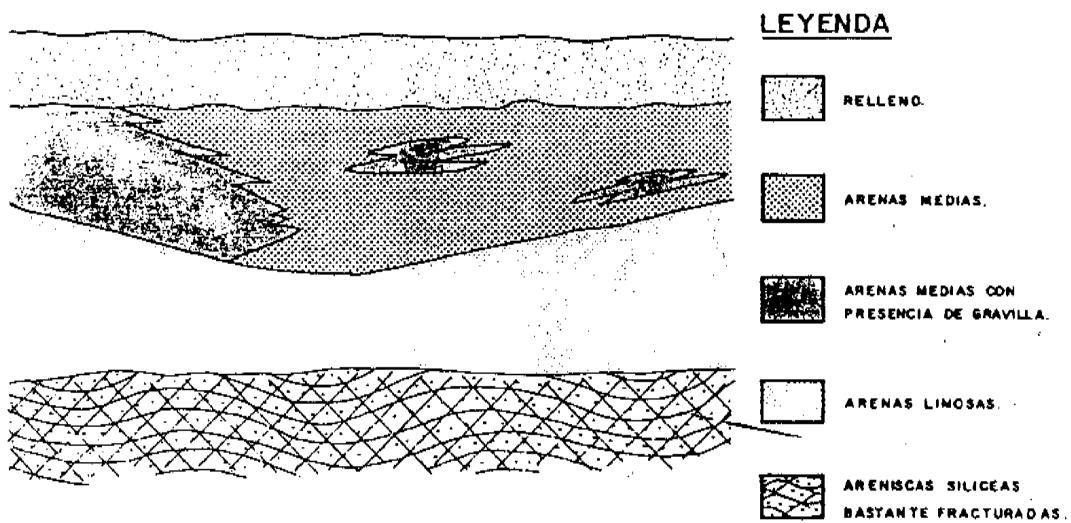
Cuando para equilibrar el empuje ascensional el espesor de la losa resulte excesivo (hay que tener en cuenta que la "densidad eficaz" del hormigón de solera es de 1,2 t/m³ aproximadamente) o la excavación adicional del terreno sea muy costosa, hay que pensar en disponer anclajes permanentes en la solera para equilibrar la diferencia entre el empuje ascensional total y el peso mínimo de la edificación. Este será un *recinto anclado*.



ESQUEMA DE UNIDADES TECTONICAS.



CORTE ESQUEMÁTICO DE UNA DE LAS ETAPAS DEL DESARROLLO DE UN AGANTILADO MARINO.



ESQUEMA GEOLOGICO

FIG.- 2

- **Recintos drenados:** Cuando el volumen de agua que se filtra a través de la solera es suficientemente pequeño, existe la posibilidad de disponer de una instalación de bombeo permanente, que recoja el agua canalizada por la solera diseñada como dren, manteniendo así el recinto en seco. Este tipo de soluciones requiere un cuidadoso diseño de la solera y de las instalaciones de bombeo, que dispondrán siempre de un doble equipo de bombas. Conviene, también, disponer válvulas de seguridad en la solera que, en caso de dificultades, impiden la puesta en carga de la solera y alertan al servicio de mantenimiento.

Los dos tipos de soluciones, recintos estancos (de gravedad o anclados) y recintos drenados, disponen perimetralmente de muros calculados para los empujes de agua y tierras correspondientes y llevados hasta una profundidad calculada no solamente por razones de capacidad portante, sino además, para reducir las filtraciones de agua en la medida de lo posible.

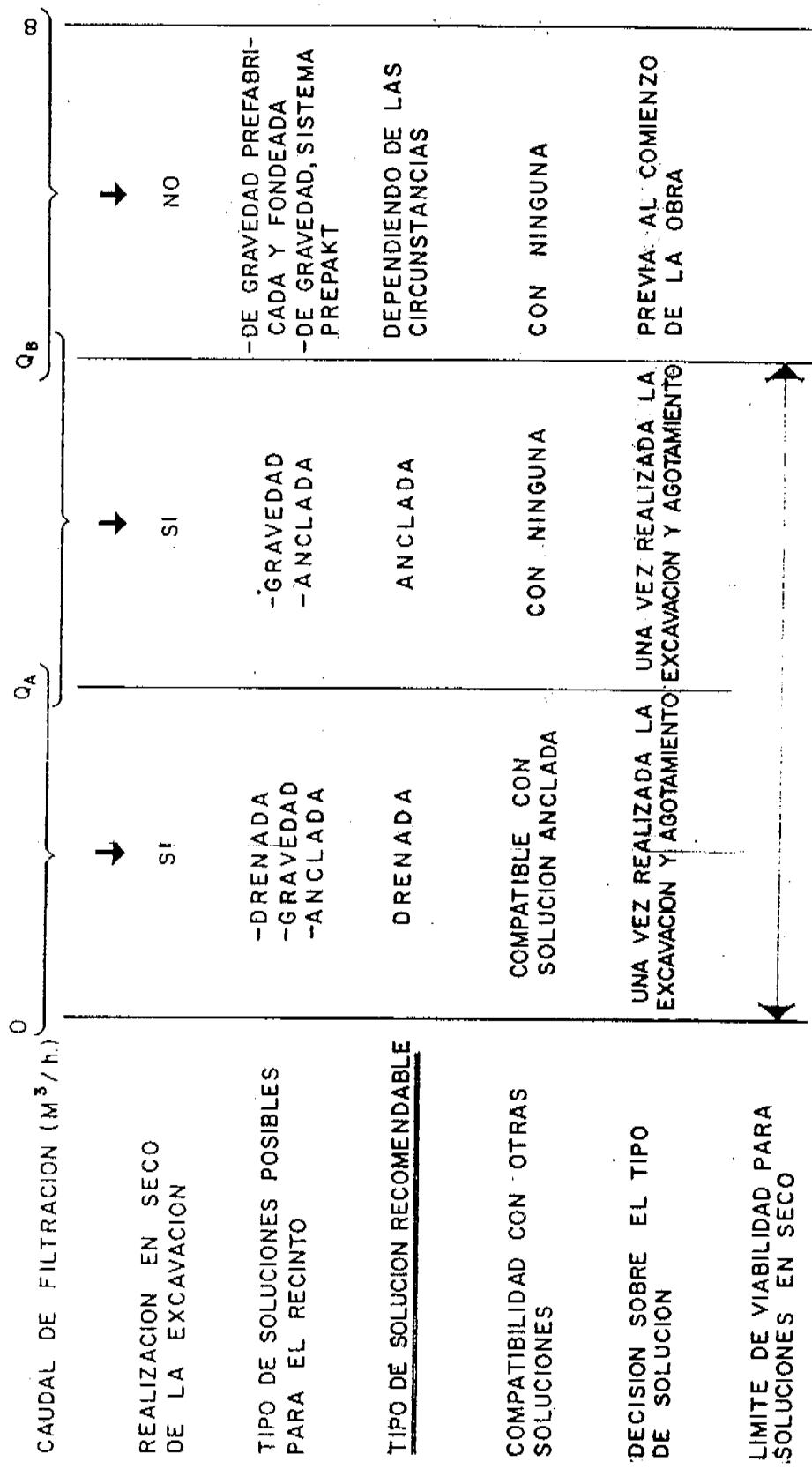
Otros aspectos que, con carácter general, hay que tener en cuenta al evaluar las diferentes soluciones posibles, son las dificultades que se presentan en el caso de los recintos estancos para asegurar la impermeabilidad de la conexión de la solera y del muro perimetral. Además, conviene notar que durante la fase de construcción, cualquiera que sea el tipo escogido, será necesaria una instalación de bombeo permanente, es decir, que en esta fase, reducida en el tiempo, estaremos en el caso de un recinto drenado. Y que, cuando se trate de una solución de solera de gravedad o anclada, el cierre del recinto no se podrá llevar a cabo hasta que el peso de la parte de edificación construida sea igual al considerado para equilibrar una parte del empuje ascensional total.

Como puede verse, el factor fundamental para la elección de la solución a adoptar es el volumen de agua de filtración. Su cuantificación, previamente a la ejecución de las obras, por medio de estudio de las características de permeabilidad de los terrenos atravesados, o por ensayos de bombeo, o por procedimientos analógicos u otros, pueden conllevar un alto grado de incertidumbre, en particular, cuando no existen obras de naturaleza análoga ya construidas. Este grado de incertidumbre se irá reduciendo a medida que se avanza en la ejecución de la obra.

Es claro, en efecto, que el control de los volúmenes de agua bombeados durante la excavación de las tierras proporcionará datos muy fidedignos, ya que, en definitiva, el agotamiento de la excavación será un ensayo de bombeo a escala natural ejecutado en condiciones muy próximas a las reales. Por ello, la decisión sobre el tipo de solución a adoptar, habría que posponerla hasta el momento en que habiendo realizado los muros perimetrales y la excavación de las tierras, se conozca con un alto grado de fiabilidad el caudal de agua de filtración. En el cuadro de la figura 3 se analizan las diferentes soluciones posibles en función del caudal de filtración real y se señalan las fronteras entre los diferentes esquemas.

No es fácil precisar los valores límites de Q_A y Q_B , por cuanto dependen de numerosos factores, entre los que se pueden citar las diferencias de costes de las soluciones consideradas, el coste de los equipos de bombeo en la solución drenada, el coste de amortización de equipos, el de su conservación y otros de carácter más subjetivo. Sin pretender dar unas cifras objetivas, pero por centrar un poco la cuestión, pensamos que para Q_A , límite de caudal de filtración para las soluciones drenadas, se puede pensar en valores del orden de 0,01 S a 0,02 S en $m^3/hora$, donde S es la superficie en metros cuadrados del recinto y para Q_B , límite para el que puede ejecutarse la excavación en seco, se puede pensar en valores hasta 10 veces superiores, es decir 0,1 S a 0,2 S. Hay que tener en cuenta, también, que durante la fase de excavación puede ser posible reducir los caudales de filtración por medio de inyecciones en el terreno, cuyo grado de eficacia dependerá en gran medida de las características de éste.

FIG. 3.- ANALISIS DE SOLUCIONES



4.- LA SOLUCION DEL EDIFICIO HORIZONTE

Los esquemas lógicos que se han presentado en el epígrafe anterior se han seguido en el diseño del recinto del Edificio Horizonte. Los diversos estudios del suelo realizados previamente a la realización del proyecto, permitieron conocer la alta permeabilidad de los terrenos situados por encima del substrato rocoso y el alto grado de fisuración de éste. Pero mostraron, también, que la ejecución de muros-pantallas perimetrales anclados en el substrato rocoso, podría reducir sustancialmente las filtraciones. La cuantificación del caudal de filtración era, sin embargo, incierta por cuanto la superficie del substrato rocoso era muy irregular, y existían regueros llenos de material muy permeable que podían ser pasos importantes de agua. También se mantenía la incertidumbre sobre el grado de filtración a través de las fisuras del substrato rocoso.

En la figura 4 se muestran las diferentes fases de ejecución de la obra. En primer lugar se ejecutó el muro-pantalla, mediante la técnica clásica de lodos bentoníticos, cuidándose muy especialmente el empotramiento del muro en el substrato rocoso. La estabilidad del muro-pantalla sometido a los empujes de las tierras y a los muy importantes empujes de agua que iban creciendo con la excavación, exigía dos niveles de arriostamiento, un primer nivel a la cota -5,00 y el otro a la cota -9,64. En el primer nivel los anclajes constituidos por cables 5 φ 0,7" iban separados cada 3,00 mts. con una inclinación de unos 15° y se anclaban en las arenas, siendo la longitud de anclaje de unos 8,0 mts. Los anclajes del nivel inferior iban separados 1,125 mts., su inclinación era de unos 30° y se anclaban en la roca. Un problema especial que se planteaba con la ejecución de este segundo nivel de anclajes, estaba relacionado con el hecho de encontrarse a más de 6,0 mts. por debajo del nivel freático y en una zona con un terreno de alta permeabilidad. La construcción de los anclajes llevaba consigo una perforación que, de no tomarse precauciones, supondría unos pasos de agua importantes que impedirían su ejecución. En estos casos se disponen obturadores que eviten el paso de agua. Estos obturadores, piezas metálicas con tapones de goma que se muestran en la figura 5, generalmente suelen dejarse embebidos en el muro-pantalla durante la construcción de éste, solución que es de difícil ejecución por la precisión necesaria en la colocación y por las graves dificultades en el hormigonado de la pantalla que conllevan. En el caso del Edificio Horizonte, se solucionó este problema, tal como se ve en la figura 5, creando una ménsula que se sujetaba a la pantalla y donde se alojaba el obturador. Esta ménsula se había dispuesto de tal manera que sirviese, posteriormente, para apoyo del forjado situado a ese nivel. Esta solución demostró plenamente su interés constructivo.

Durante la ejecución de la excavación, se fueron controlando los caudales de agua de filtración y se fue poniendo en evidencia la buena estanquidad conseguida en el contacto pantalla-substrato rocoso y la escasa permeabilidad de éste. Realizada la excavación total el caudal de filtración no superaba los 10 m³/hora, por lo que se decidió disponer de una soleira drenada y la correspondiente estación de bombeo. La cimentación de la estructura se resolvió mediante zapatas apoyadas en el substrato rocoso, muy próximo al nivel excavado. La solución de solera drenada, tal como se ve en los esquemas de las figuras, consta de una tela filtrante anticontaminante sobre el manto de las arenas limosas, de un espesor de gravas de 45 cm muy permeable, de una lámina superior de polietileno y de una solera de hormigón de 15 cm. En lugares de poco tráfico se dispusieron unos dispositivos de seguridad muy elementales. El sistema de drenaje quedaba completado con tubería porosa que canalizaba el agua hacia la instalación de bombeo con un doble equipo de impulsión (figura 6). Esta instalación lleva en funcionamiento dos años sin que se haya producido incidentes.

La estructura de sótanos está constituida por pilares y núcleos de hormigón armado y losas macizas de 25 cm de espesor. La correspondiente al tercer sótano se apoyaba en el muro-pantalla por intermedio de la ménsula donde se alojaron los obturadores. Las losas corres-

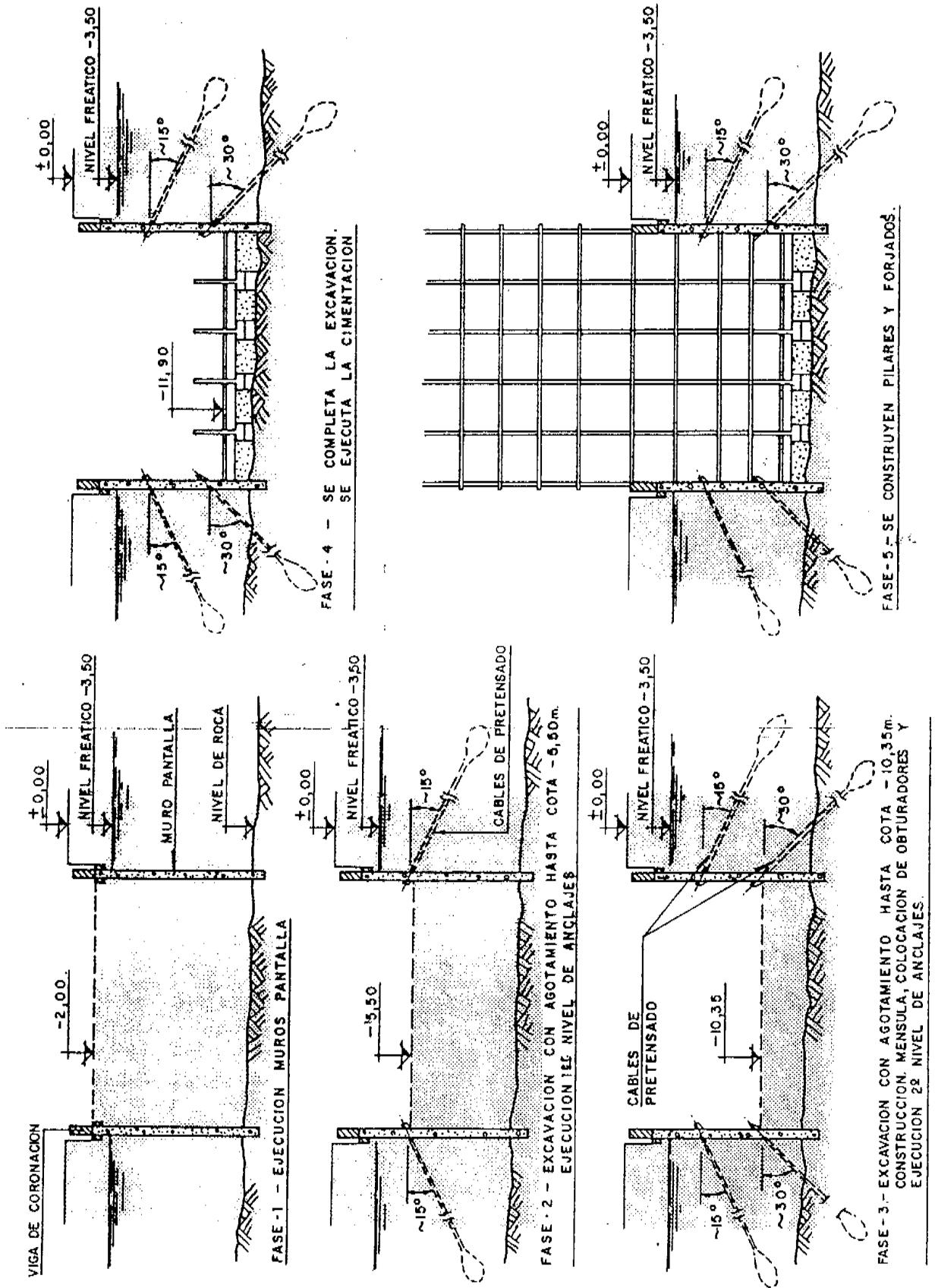
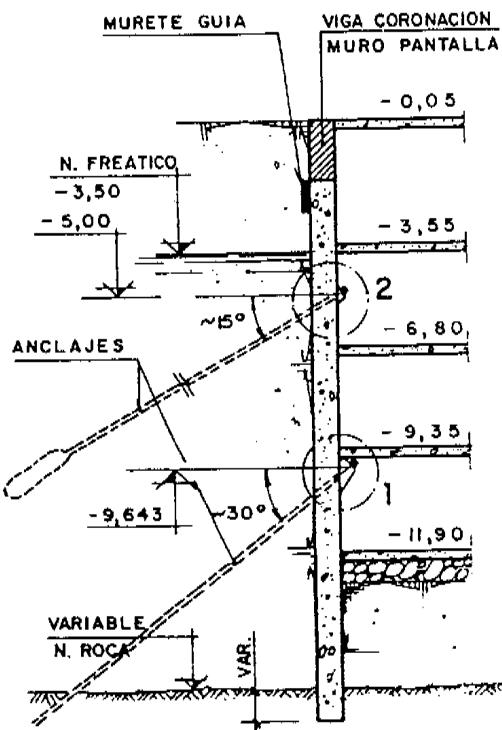
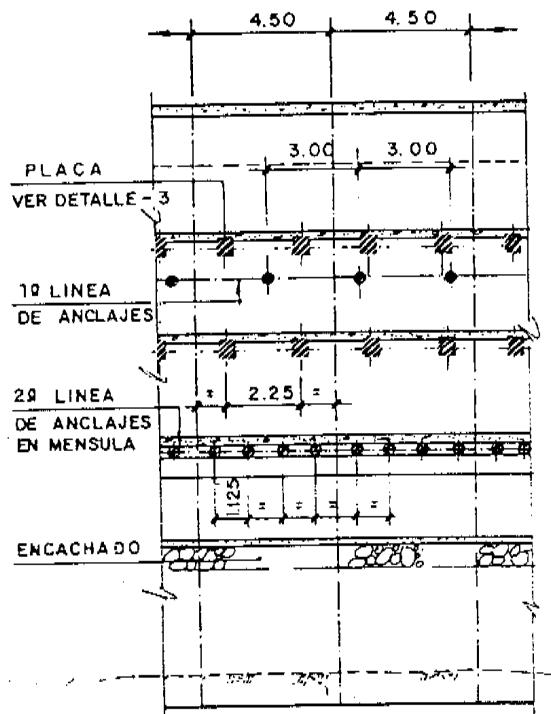


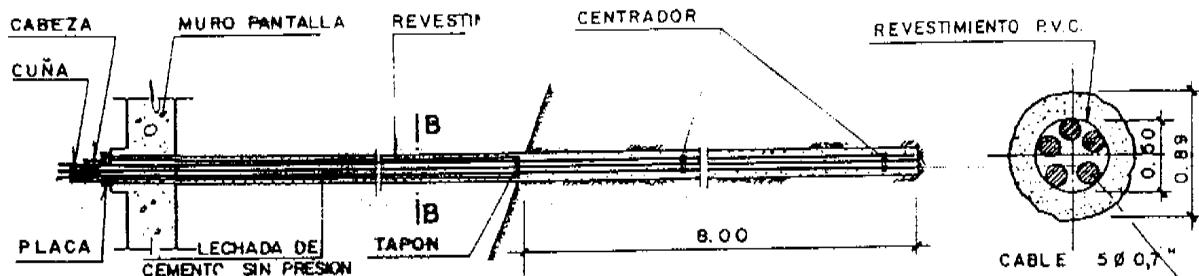
FIG. 4.-FASES DE EJECUCION.



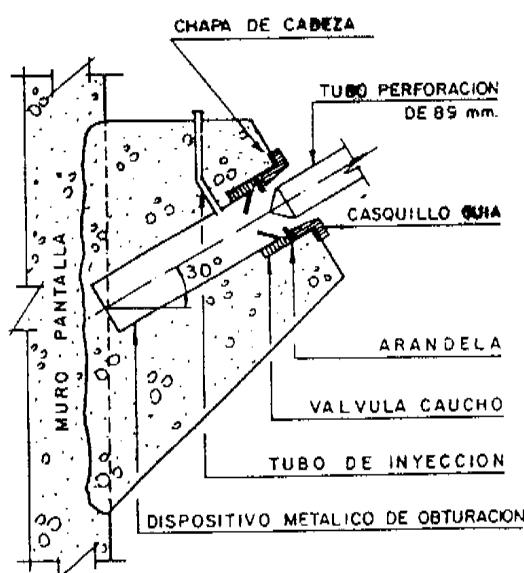
SECCION A-A



MODULO TIPO PANTALLA



DETALLE DE CABLE 50 0,7"



DETALLES SISTEMA DE OBTURACION

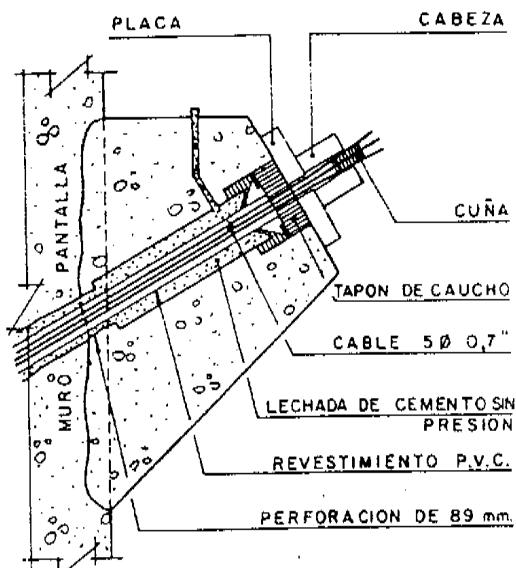
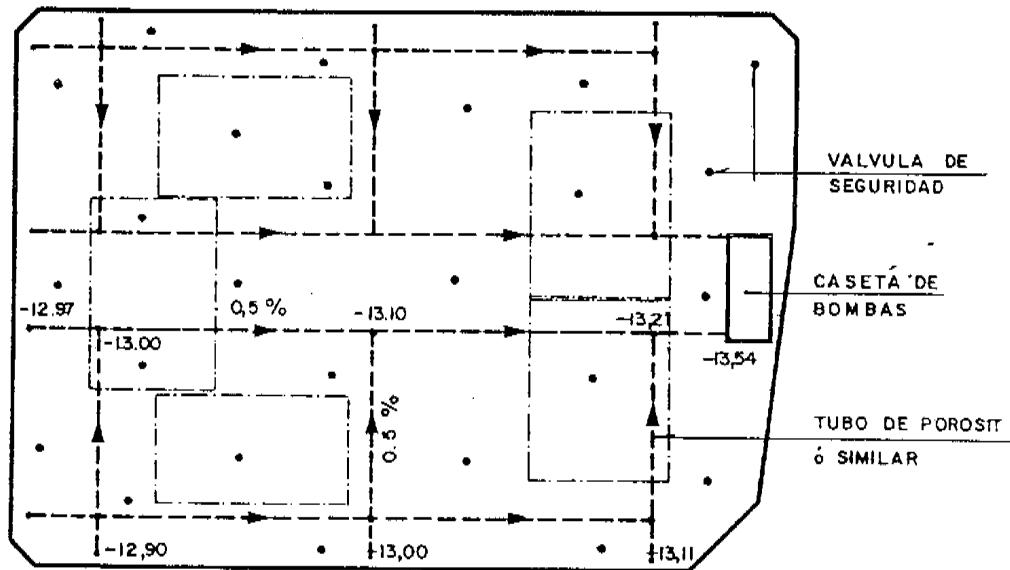
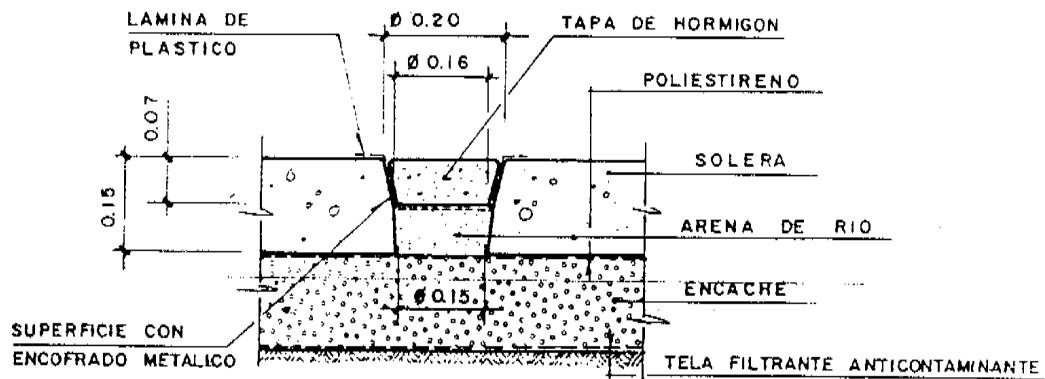


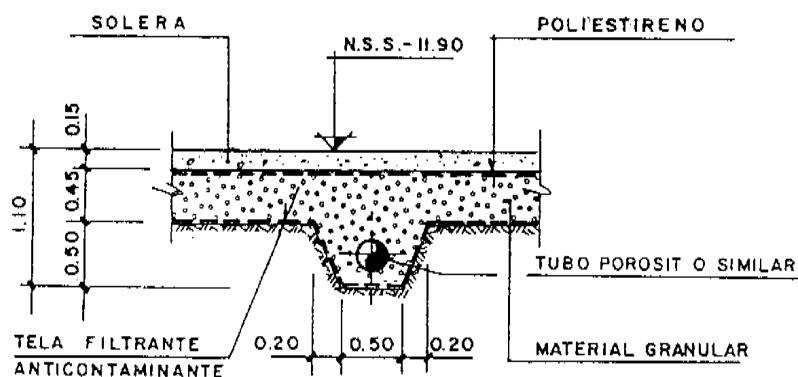
FIG.- 5



PLANTA GENERAL



VALVULA DE SEGURIDAD
ESCALA 1:10



DETALLE DE DRENAJE
ESCALA 1:50

FIG.-6

pondientes a los niveles 1º y 2º se sujetaban a los muros por intermedio de ménsulas metálicas soldadas a placas que se habían dejado embebidas en el muro-pantalla y que, gracias a los controles de colocación y a las tolerancias disponibles, se situaron en el nivel preciso.

5.- CONTROLES DE EJECUCION

Además de los controles de hormigón y acero para armar que se programaron y realizaron siguiendo las especificaciones de la Norma EH-73, esta obra fue objeto de controles adicionales, como fueron el control muy exigente del grado de penetración de la pantalla en el substrato rocoso; la sujeción y nivelación de las placas metálicas dispuestas en la pantalla para posterior apoyo de los forjados; el control sobre los materiales excavados en la ejecución del muro-pantalla y, en particular, de la superficie del substrato rocoso; los caudales de agua evacuados durante la excavación de los sótanos; el control de alargamientos de todos los anclajes pretensados. Se realizaron, también, siguiendo las recomendaciones TA-72 establecidas por el Bureau Securitas, ensayos de dos tirantes de prueba. Dichos ensayos consistieron, tal como puede verse en el esquema de la figura 7, en sucesivos ciclos de carga y descarga. En los dos primeros ciclos desarrollados en forma continua se elevó la tensión hasta 0,75 de T_G límite elástico convencional del acero; en el tercer ciclo de carga se elevó la tensión hasta 0,90 T_G , por escalones sucesivos en los que se mantenía la tensión durante períodos de tiempo específicos. Una vez procedido a la descarga se volvía a elevar la tensión hasta 0,85 de T_G y se mantenía en esta tensión durante 72 horas. Finalmente, se des tensaba y se volvía a comenzar el ciclo que concluía con el deslizamiento del anclaje o con un alargamiento del 150 por 100 del correspondiente al límite elástico convencional. Los tirantes ensayados se comportaron de manera satisfactoria.

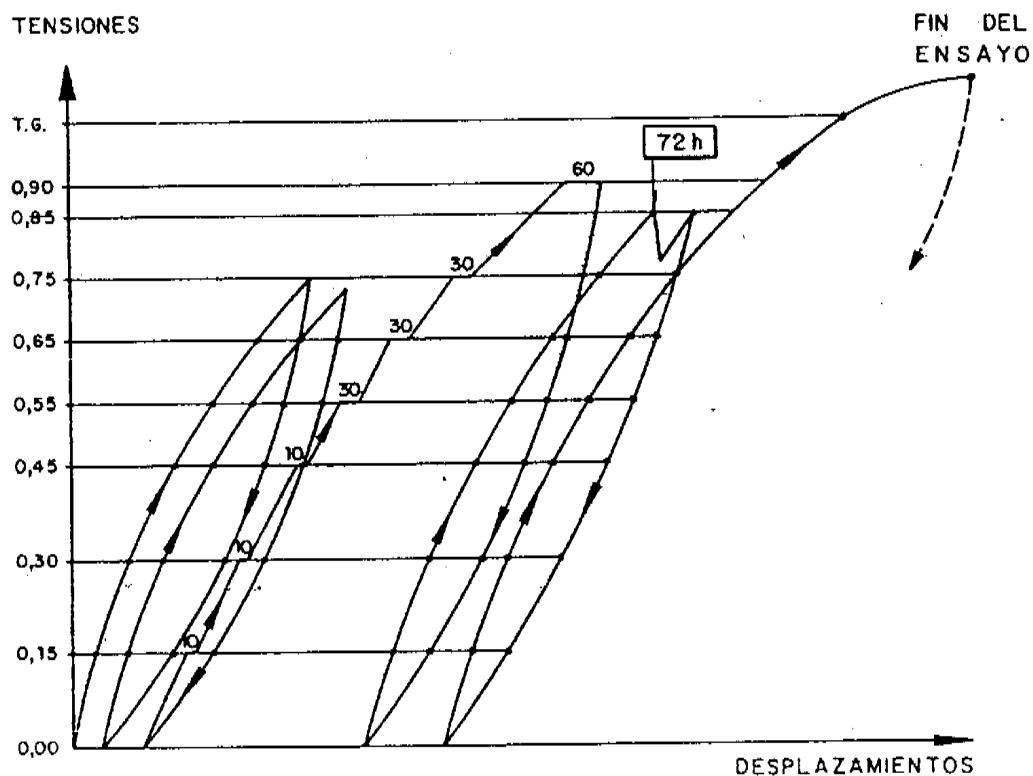


FIG. 7.— ENSAYO DE LOS ANCLAJES PRETENSADOS

6.- CONCLUSIONES

La comunicación presentada pretende mostrar que planteamientos análogos se pueden utilizar en ámbitos aparentemente tan diferentes como pueden ser los de la edificación y los de construcción de diques secos. Cuando los problemas son análogos las soluciones deben serlo también. También se defiende la necesidad que existe en ocasiones de que el proyecto plantee soluciones alternativas, cuya elección dependerá de factores que no se conocen con precisión hasta que una parte de la obra esté ejecutada, lo que a su vez requiere una especial atención a ésta para poder recoger la importante información que se va produciendo durante la fase de construcción.

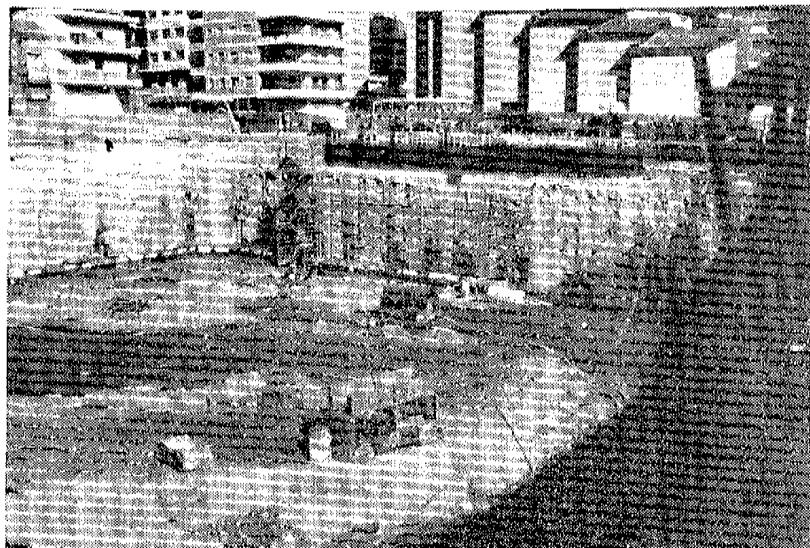


Fig. 8.



Fig. 9.

7.- RECONOCIMIENTO

Los Arquitectos Sres. Arévalo y Martínez-Castilla fueron los autores del Proyecto y los responsables de la dirección de obra junto con los Aparejadores Sres. Ayuso, Carmona, Mora, Gallardo y del Río. El muro-pantalla fue ejecutado por SONDAX, S.A. y los anclajes por EGESA-BAUER. Construcciones MASOL ejecutó la obra y CEMOSA fue el Laboratorio encargado del control de materiales. Todos ellos, pues, han colaborado en hacer posible esta interesante obra que es la de mayor número de sótanos bajo nivel freático realizado hasta la fecha en Málaga.



Fig. 10

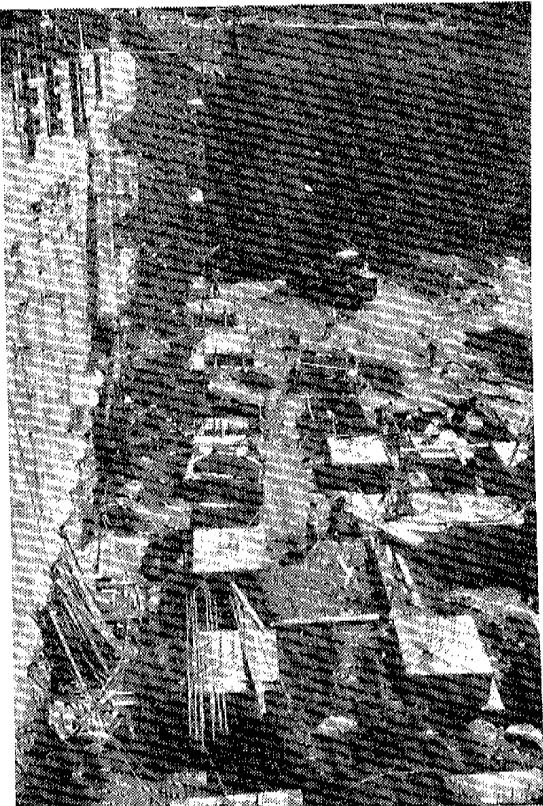


Fig. 11.

PUBLICACION DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Con motivo del VIII Congreso Internacional de la F.I.P. últimamente celebrado en Londres, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha publicado un libro titulado: "Hormigón Pretensado, Realizaciones Españolas", tomo III, en el que se describen las principales obras pretensadas construidas en nuestro país durante los últimos cuatro años.

Consta de más de 300 páginas, con numerosas fotografías, planos y láminas y está editado en papel cuché, encuadrado en tela y con sobrecubierta plastificada en color. Su precio es de 2.000 pesetas cada ejemplar (para el extranjero, 30 dólares).

Para su descripción, las distintas obras aparecen agrupadas en los siguientes apartados:

- Puentes.
- Edificación.
- Obras hidráulicas y marítimas.
- Obras especiales.

Los interesados en adquirir este libro, que es continuación de los tomos I y II publicados con ocasión de los anteriores Congresos de la F.I.P., celebrados en Praga, en 1970, y en Nueva York, en 1974, respectivamente, pueden cursar sus pedidos a la Secretaría de la A.T.E.P. o al Instituto Eduardo Torroja, aptdo. 19002, Madrid-33.

Análisis no lineal de estructuras a partir de deformaciones impuestas

Antonio Aguado de Cea. Dr. Ingeniero de Caminos
Juan Murcia Vela. Dr. Ingeniero de Caminos

Cátedra de Hormigón Armado y Pretensado de la E.T.S. de Ingenieros
de Caminos, Canales y Puertos—Universidad Politécnica de Barcelona

RESUMEN

En el campo de estructuras formadas por barras y con acciones en su plano, la no linealidad como es de todos conocido, puede ser: mecánica (características no lineales del material) o geométrica (problemas de segundo orden, grandes deformaciones).

En este artículo se estudian, dentro del análisis de primer orden, estructuras con un comportamiento no lineal debido al material. Asimismo se revisan distintas formas de abordar dicho problema con distintos grados de precisión en la solución, para terminar con la descripción de un nuevo método, que se incluye dentro del grupo de los llamados “métodos exactos” y que estudia la no linealidad mediante superposición de problemas lineales a partir de deformaciones.

1. INTRODUCCION

Los materiales resistentes que se usan con más frecuencia en estructuras (p. ej.: hormigón, acero) se puede considerar que su comportamiento en situaciones de servicio es lineal. Así pues, no es de extrañar que el análisis de estructuras se haya realizado durante las primeras décadas de este siglo por medio de un cálculo lineal.

Ahora bien en las últimas décadas se ha evolucionado hacia métodos de cálculo no lineal de la estructura y métodos en rotura para las secciones. Diversas han sido las razones de esta evolución si bien aquí destacaremos dos de ellas: Mejor conocimiento de las características constitutivas de los materiales y el gran desarrollo experimentado por los métodos numéricos de cálculo de estructuras con ordenador.

Las diferencias entre los dos tipos de análisis citados son sensibles con respecto a los distintos parámetros que se quisieran expresar: Potencia, forma de resolución, etc...; por otro lado, aquellos podrían encajarse en las partes extremas del abanico que forma el análisis estructural. En la zona intermedia de dicho abanico se encajaría el análisis lineal con un grado de redistribución definido, que en el extenso campo de las estructuras de hormigón definiríamos como análisis lineal con redistribución limitada.

En estos tipos de análisis, los diversos métodos de cálculo van desde los llamados “métodos exactos” que implican el cumplimiento simultáneo de las distintas condiciones que configuran el análisis estructural, como son:

- Condiciones de equilibrio
- Condiciones de compatibilidad
- Condiciones del material

hasta los métodos menos precisos que suelen implicar el cumplimiento no total de las condiciones anteriores.

El orden en el que se aplican las condiciones anteriores en la resolución de la estructura, da lugar a la conocida clasificación de métodos de equilibrio y métodos de compatibilidad.

2. METODOS DE ANALISIS NO LINEAL

Independientemente de la forma de abordar el problema (equilibrio o compatibilidad), el efecto de la no linealidad del material en la estructura puede determinarse desde nuestro punto de vista, según un análisis compacto o bien un análisis separativo.

En el *análisis compacto*, las características no lineales del material se introducen en cada sección, variando sus características físicas (p. ej.: Área, Inercia, módulo de elasticidad E, etc...). Esto implica, dependiendo de si se trabaja con métodos matriciales abordándoles en equilibrio o compatibilidad, variar la matriz de rigidez o de flexibilidad que tendríamos con unas características lineales del material.

En el *análisis separativo*, las características no lineales del material se introducen en cada sección (o zona), como una acción (deformación o rotación impuesta). Esto implica, en el caso citado de trabajar con métodos matriciales, la *no variación* de la matriz de rigidez o de flexibilidad, y sí una variación de la matriz de esfuerzos. Este tipo de análisis permite pasar de un problema no lineal a superposición de problemas lineales.

Los métodos que se encuadran en los dos tipos de análisis anteriores, pueden ser de resolución: *directa*, lo que normalmente implica considerar hipótesis poco precisas, aplicación manual, campo de aplicación restringido (p. ej.: Estructuras de pequeño grado de hiperestaticidad, situaciones de rotura, etc...), o bien, *mediante iteraciones*, con la que generalmente se superan las limitaciones anteriores, permitiendo trabajar con hipótesis más precisas, utilización de ordenadores, gran potencia en el campo de aplicación, etc...

El método que a continuación se presenta, se encaja dentro del análisis estructural en primer orden no lineal (por el material) con una resolución de tipo separativo en el que se trabaja con problemas lineales y permite la superposición de los mismos.

3. METODO PROPUESTO

3.1. Bases de cálculo

El objeto del método propuesto es estudiar el comportamiento de una estructura isostática o hiperestática en cualquier situación (desde servicio a rotura), considerando que el dimensionamiento está definido según un cálculo previo (Normalmente un cálculo lineal). Así pues, como datos de partida tendremos las acciones (cargas o deformaciones), las características geométricas y el tipo de material (Estas nos definen el diagrama Momento-Curvatura).

A continuación vamos a estudiar las distintas etapas que el método que se propone, representa en una estructura general (Geometría y acciones) tal como la estructura hiperestática de la Fig. 1.

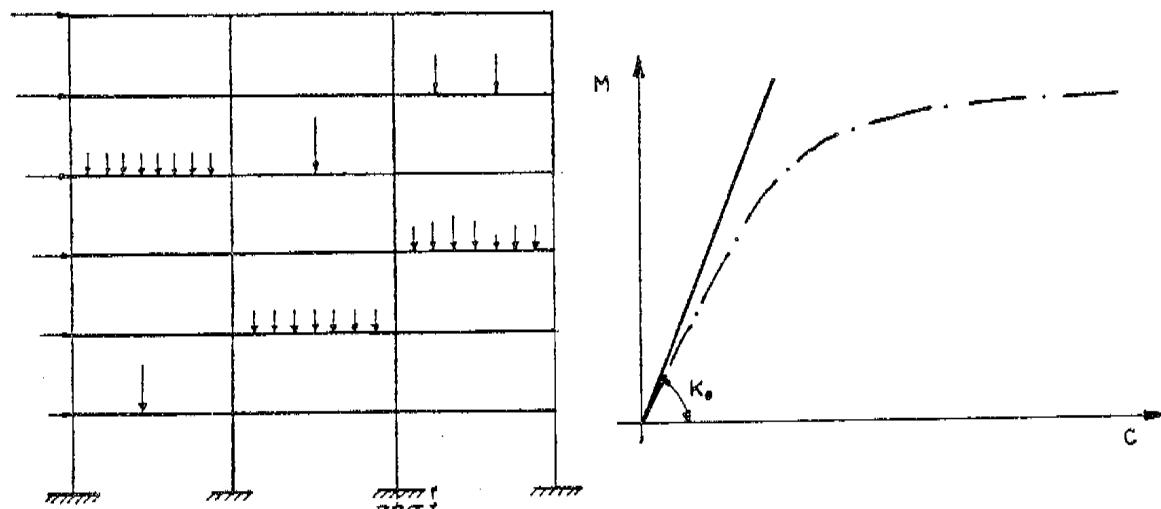


Fig. 1 a: Estructura hiperestática con distintos tipos de acciones.

b: Diagrama genérico M-C de las distintas secciones. Cada sección tiene un diagrama diferente (o igual) al resto de las secciones.

En una 1^a etapa, se toman las acciones que actúan en la estructura (cargas, deformaciones, descenso de apoyo) y se hace el cálculo lineal de la misma tomando una relación M-C lineal (Rigidez Ko).

La solución que se obtiene en esta etapa es equilibrada y compatible. Equilibrada, puesto que los esfuerzos que se obtienen equilibran a las acciones y compatibles puesto que las deformaciones que se producen son compatibles con las condiciones de borde. No obstante, esta solución que está representada en una sección genérica de la estructura por el punto 0 (Fig. 2), no cumple con las características reales del material que vendrán representadas por el punto 0₁.

En la 2^a etapa se estudia los efectos que se producen en la estructura debido a que los incrementos de curvatura existentes en cada sección no están compatibilizados. Aquellos se obtienen por medio de un cálculo lineal de estructuras (tomando como acciones los incrementos de curvatura en cada sección (deformaciones impuestas). Hay que resaltar que este cálculo se realiza manteniendo constantes las características iniciales de la estructura.

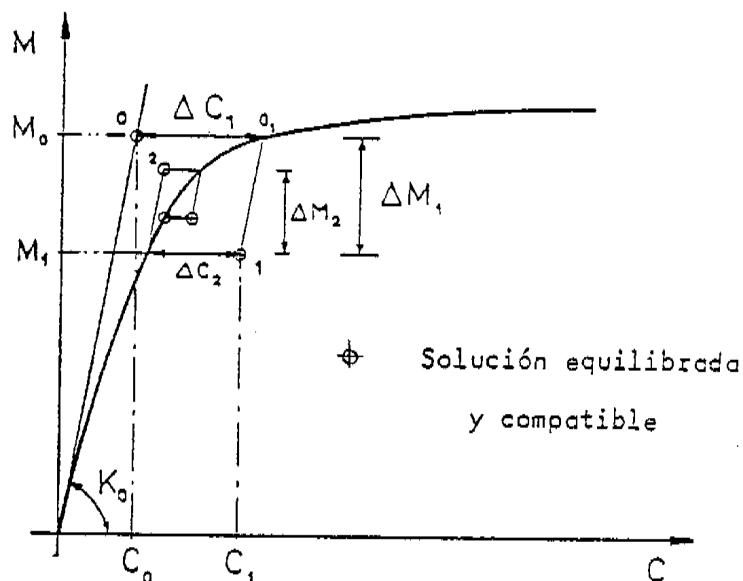


Fig. 2: Desarrollo a nivel sección del método propuesto.

En la estructura hiperestática presentada, aparecerán unos esfuerzos hiperestáticos para compatibilizar el sistema de deformaciones; a nivel sección, este sistema de esfuerzos está dado por ΔM_1 . A lo mejor, puesto que existe linealidad (dichos esfuerzos se obtienen por medio de un cálculo lineal), podemos *superponer*, a los esfuerzos obtenidos en la 1^a etapa, los esfuerzos de esta etapa, con lo que se obtiene el punto 1. Este punto, se encuentra en una paralela a la rigidez inicial K_0 , puesto que se está trabajando con dicha rigidez.

El punto 1 representa una solución equilibrada y compatible del problema, si bien no cumple con las características reales del material, por lo que sería preciso introducir el sistema de deformaciones, dado por los distintos incrementos de curvatura ΔC_2 de cada sección.

La determinación de los efectos de este sistema (ΔC_2) en la estructura sigue un proceso totalmente análogo al descrito con el sistema anterior (ΔC_1). Así pues este procedimiento implica un proceso iterativo en el que se pivotea sobre las condiciones reales del material para cada iteración.

Desde el punto de vista teórico, tendremos la solución cuando el sistema de esfuerzos (ΔM_i) es nulo. Por otro lado, para, obtener la solución numéricamente se fija un criterio de convergencia que depende de la precisión que se quiera definir esta solución. Normalmente dicho criterio se establece en función de un cierto porcentaje de los esfuerzos iniciales en una sección genérica:

$$\Delta M_i \leq \alpha \cdot M_0 \quad (1)$$

donde:

ΔM_i - Incremento de momentos entre dos interacciones consecutivas.

α - Porcentaje.

M_0 - Momento flector inicial en la sección de estudio.

El proceso iterativo expresado a nivel sección es el reflejo de la variación de las leyes de esfuerzos existentes a nivel estructura; así, podemos seguir este proceso con la ley de momentos flectores en una barra genérica de la estructura de la Fig. 1 (Fig. 3).

3.2. Desarrollo sobre diagramas lineales

El método expuesto está pensado para análisis no lineal (Diagramas M-C no lineal). No obstante, es general y puede aplicarse con diagramas M-C lineales. Vamos a aplicarlo aquí a esta situación con objeto de *comprobar* sus resultados con los bien conocidos del cálculo lineal.

Sea la estructura descrita en el caso anterior (Fig. 1) en la que a nivel sección, tenemos un diagrama lineal M-C con una rigidez K_0 para la 1^a etapa y un diagrama real M-C con una rigidez k_1 para la 2^a etapa. (Fig. 4).

Por tratarse de problemas lineales, la solución de los mismos puede determinarse directamente, con lo que obtendríamos, a nivel sección el punto (M_0, C_0) para la rigidez K_0 y el punto (M_1, C_1) para la rigidez, K_1 . En este caso, la aplicación del método general de análisis no genera, un proceso iterativo si se introduce el sistema de deformaciones (ΔC_1) de la fig. 4 (***) cuyos efectos deben ser el sistema de esfuerzos (ΔM_1) que nos define la solución real (Punto 1), lo cual corroboraría lo que pretendemos demostrar.

(***) Con diagramas lineales, el método general también puede representar un proceso iterativo si en vez de tomar el sistema ΔC_1 , de la Fig. 4, se toma el sistema ΔC_1^* , de la misma figura. (Análogamente al proceso presentado con diagramas no lineales).

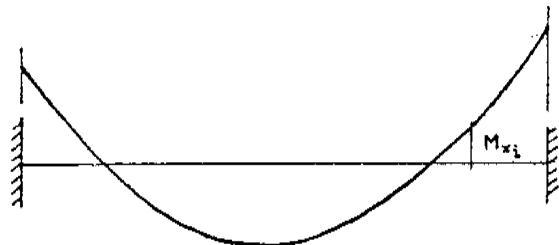
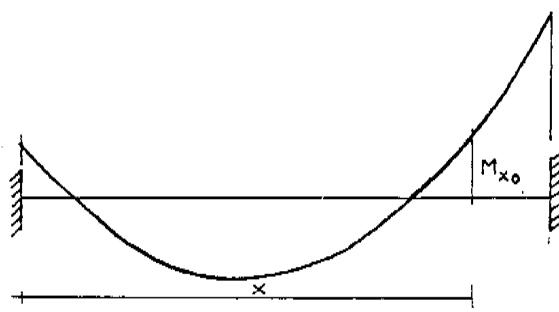


Fig. 3. a: Ley de esfuerzos (Momentos flectores) deducidos de la 1^a etapa de cálculo.
 b: Ley de esfuerzos genérica deducida de la 2^a etapa de cálculo en una de las iteraciones (i).
 c: Ley de esfuerzos al final de iteración i.

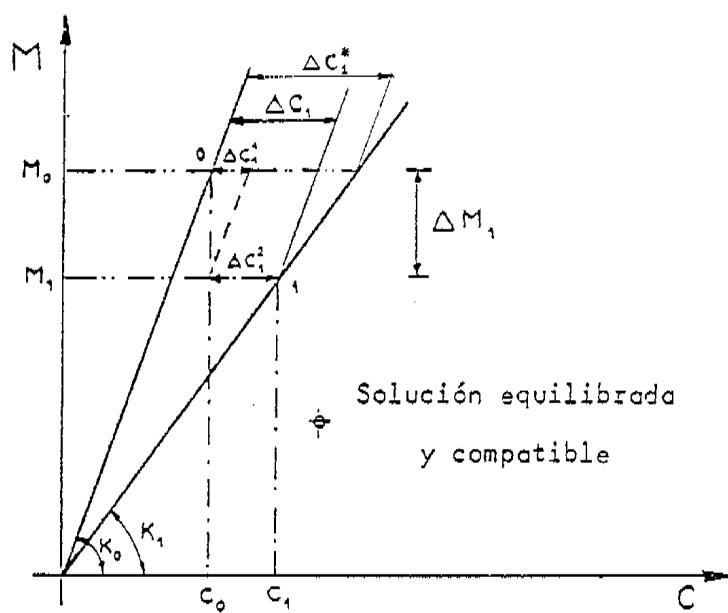


Fig. 4: Método de cálculo. Validez de la aditividad de sistemas de deformaciones.

El sistema de deformaciones (ΔC_1) puede introducirse directamente o bien desglosarse en otros dos sistemas:

$$\Delta C_1 = \Delta C_1^1 + \Delta C_1^2 = \frac{M_1}{K_1} - \frac{M_1}{K_0} \quad (2)$$

en el que:

$$\Delta C_1^1 = \frac{M_0 - M_1}{K_0} \quad (3)$$

$$\Delta C_1^2 = \frac{M_1}{K_1} - \frac{M_0}{K_0} \quad (4)$$

Este planteamiento nos permite estudiar con el máximo detalle la incidencia que cada sistema de curvaturas tiene sobre el sistema de esfuerzos.

El sistema ΔC_1^2 no debe originar esfuerzos hiperestáticos, puesto que los sistemas C_0 y C_1 son compatibles, por tanto: $\Delta M_1^2 = 0$. Hay que resaltar que para este sistema ΔC_1^2 (y en general, para todo sistema de deformaciones compatibles) la estructura hiperestática se comporta como una estructura isotáctica con respecto al sistema de deformaciones, dado que se modifican estas pero no los esfuerzos.

El sistema ΔC_1^1 no está compatibilizado, por lo que se originan unos esfuerzos hiperestáticos ($\Delta M_1^1 = M_1 - M_0$) para compatibilizar a aquel, y que nos deben llevar justamente al punto 1 (M_1, C_0) solución equilibrada y compatible.

Al superponer el efecto de los dos sistemas anteriores debemos obtener la solución para la rigidez real K_1 . Veamos en concreto lo anterior para una estructura hiperestática en la que la problemática del análisis estructural alcanza todo su vigor, puesto que los tres tipos de condiciones (equilibrio, compatibilidad, características del material) son operativas.

Estructura hiperestática. Pórtico biarticulado

Tomemos como ejemplo un pórtico biarticulado sometido a una carga uniforme sobre el dintel en el que los esfuerzos son función de las rigideces de los distintos elementos (soportes, viga). Fig. 5. Los diagramas $M - C$ de las secciones de los soportes y del dintel están definidos en la Fig. 6.

Se toma en los dos tipos de secciones como rigidez inicial, la rigidez ficticia K_0 calculándose a continuación la estructura por cualquiera de los métodos lineales existentes.

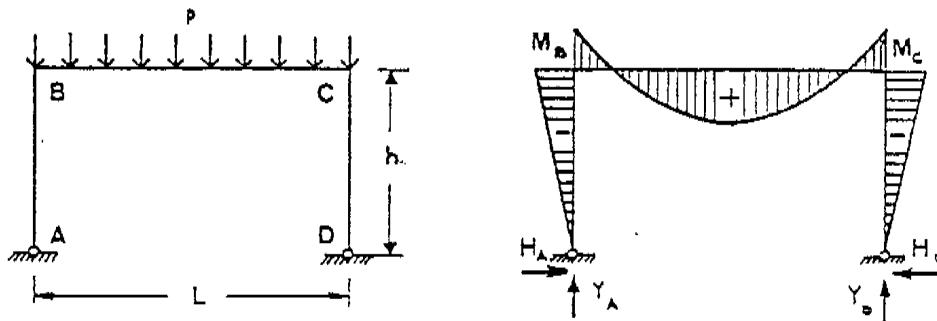


Fig. 5 a: Pórtico biarticulado sometido a una carga uniforme.
b: ley de momentos flectores.

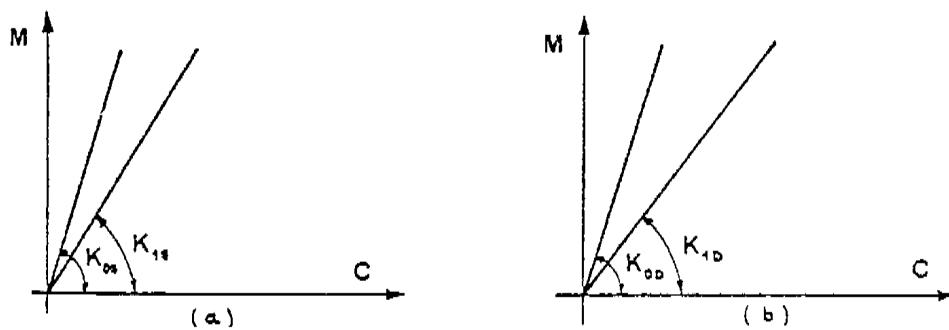


Fig. 6 a: Diagrama M-C de las secciones de los soportes.
b: Diagrama M-C de las secciones del dintel.

1^a etapa: Estudio de las acciones exteriores.

Mediante un método de cálculo lineal, considerando las rigideces ficticias, K_{od} , K_{os} se obtienen las leyes de esfuerzos. Los valores más significativos de las mismas son:

$$\left. \begin{aligned} H_A = H_D &= \frac{p \ell^2}{4 h (3 + 2 N_0)} \\ Y_A = Y_D &= \frac{p \ell}{2} \\ M_{BO} = M_{CO} &= -\frac{p \ell^2}{4 (3 + 2 N_0)} \end{aligned} \right\} N_0 = \frac{K_{oD}}{K_{os}} \times \frac{h}{\ell} \quad (5)$$

Esta solución es equilibrada y compatible. Los sistemas de esfuerzos y de deformaciones son función de la rigidez considerada.

2º Etapa: Estudio de las deformaciones impuestas.

Los incrementos de curvatura que se deben introducir en cada sección para obtener la solución real, son:

$$\Delta C_1 = M_1 \left(\frac{1}{K_1} - \frac{1}{K_0} \right) = \left(\frac{M_0 - M_1}{K_0} \right) + \left(\frac{M_1}{K_1} - \frac{M_0}{K_0} \right) \quad (6)$$

donde:

M_0 : es el momento flector que actúa en una sección genérica en la solución inicial.

M_1 : es el momento flector que actúa en dicha sección en la solución real.

Teniendo en cuenta la validez de la aditividad del sistema de deformaciones (Problema lineal e hipótesis de pequeñas deformaciones), el sistema de curvaturas ΔC_1 de la ecuación anterior, se desglosa en dos sistemas de curvaturas ($\Delta C_1^1, \Delta C_1^2$) de acuerdo con el planteamiento hecho en la fig. 4. Recordemos que la incidencia de cada uno de ellos en la estructura es distinta; así, mientras el sistema:

$\Delta C_1^1 = \frac{M_0 - M_1}{K_0}$ introduce en la sección un incremento de los esfuerzos hiperestáticos de valor $\Delta M_1^1 = M_0 - M_1$ y una variación del sistema de deformaciones; el sistema:

$\Delta C_1^2 = \frac{M_1}{K_1} - \frac{M_0}{K_0}$ no representa una variación de los esfuerzos hiperestáticos ($\Delta M_1^2 = 0$) pero sí introduce un incremento del estado de deformaciones.

El estudio analítico de la influencia sobre la estructura de estos sistemas de curvaturas, vamos hacerlo por el método de equilibrio en el que se superpone:

- 1º La estructura fija con unos esfuerzos en los extremos de las barras originados por los incrementos de curvatura existentes en cada sección.
- 2º La estructura con los nudos libres sobre los que actúan la suma de esfuerzos de los extremos de las barras que concurren en los nudos.

En la exposición se adopta la nomenclatura siguiente:

M_{m1}^0 Momento en el nudo m (0 inicial, 1 final).

M_{ij} Momento de extremo i de la barra ij.

\dot{M}_{ij} Momento de empotramiento debido al sistema de deformaciones.

\hat{M}_{ij} Momentos deducidos del cálculo de la estructura tomando como acciones en los nudos, los esfuerzos de empotramiento.

Efecto del ΔC_1^1

En la estructura con los nudos fijos, los momentos de empotramiento que aparecen en los extremos de las barras originados por el sistema de curvaturas ΔC_1^1 que actúan en cada sección a lo largo de la barra, son:

$$\dot{M}_{BA} = \int_0^h 3 \frac{K_{os} x}{K_{os} h^2} \left(\frac{M_{B0} x}{h} - \frac{M_{B1} x}{h} \right) dx = M_{B0} - M_{B1} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \dot{M}_{BC} = & \int_0^h -\frac{2 K_{OD} (3x - 2\ell)}{K_{OD} \ell^2} \left(\frac{p x (\ell - x)}{2} + M_{B0} - \right. \\ & \left. - \frac{p x (\ell - x)}{2} - M_{B1} \right) dx = M_{B1} - M_{B0} \end{aligned} \quad (8)$$

Según esto, el momento que actúa en el nudo B debido a los momentos de empotramiento existentes en los extremos de las barras concurrentes en dicho nudo, es:

$$M_B^1 = \dot{M}_{BA} + \dot{M}_{BC} = 0 \quad (9)$$

es decir, el nudo B está equilibrado. En cuanto al nudo C se puede seguir un razonamiento análogo al anterior, obteniéndose los mismos resultados por la simetría existente.

Al estar los nudos equilibrados, los momentos que se obtienen en los extremos de las barras, sobre la estructura con nudos libres, son nulos.

Así pues, el efecto que el ΔC_1 introduce en la estructura es, por un lado, una variación del sistema de deformaciones y, por otro lado unos incrementos de esfuerzos p. eje.: En el extremo B de cualquiera de las barras que concurren en el nudo, es:

$$\Delta M_B = [(M_{B1} - M_{B0}) + (O)] \quad (10)$$

Efecto del ΔC_1^2

Siguiendo el mismo procedimiento que anteriormente para estos incrementos de curvatura, se obtiene que los momentos de empotramiento en los extremos de las barras en la estructura con nudos fijos son:

$$\dot{M}_{BA} = M_{B1} \frac{K_{os}}{K_{1S}} - M_{B0} \quad (11)$$

$$\dot{M}_{BC} = \frac{p \ell^2}{12} \left(\frac{K_{OD}}{K_{1D}} - 1 \right) + M_{B1} \frac{K_{OD}}{K_{1D}} - M_{B0} \quad (12)$$

El momento que actúa en el nudo B debido a los momentos que transmiten los extremos de las barras (momentos de empotramiento) concurrentes en el nudo, es:

$$M_B^2 = - (M_{BA} + M_{BC}) \neq 0 \quad (13)$$

por lo que el nudo B no está equilibrado.

En la estructura con nudos libres, el momento en el nudo B (M_B^2), origina unos momentos en los extremos de las barras que concurren en el nudo M_{BA} , M_{BC} cuyos valores son:

$$\hat{M}_{BA} = \frac{3 M_B^2}{3 + 2 N_0} \quad (14)$$

$$\hat{M}_{BC} = \frac{2 N_0 M_B^2}{3 + 2 N_0} \quad (15)$$

Así pues los incrementos de esfuerzos hiperestáticos en el extremo B de las barras AB y BC, originados por el sistema de deformaciones ΔC_1^2 , se obtienen sumando los momentos calculados anteriormente sobre la estructura con nudos fijos y los calculados ahora sobre la estructura con nudos libres.

$$\Delta M_{BA} = M_{BA} + \hat{M}_{BA} \quad (16)$$

$$\Delta M_{BC} = M_{BC} + \hat{M}_{BC} \quad (17)$$

Sustituyendo en la ecuación 16, M_{BA} , \hat{M}_{BA} por sus valores:

$$\begin{aligned} \Delta M_{BA} &= \left[M_{B1} \frac{K_{0S}}{K_S} - M_{B0} \right] + \frac{3}{3 + 2 N_0} \left[- \left(M_{B1} \frac{K_{0S}}{K_{1S}} - M_{B0} \right) + \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{p \ell^2}{12} \left(\frac{K_{0D}}{K_{1D}} - 1 \right) + M_{B1} \frac{K_{0D}}{K_{1D}} - M_{B0} \right) \right] \end{aligned} \quad (18)$$

y sustituyendo la igualdad obtenida al operar en la ecuación 5.

$$\frac{p \ell^2}{12} \left(\frac{K_{0D}}{K_{1D}} - 1 \right) = - M_{B1} \frac{3 + 2 N_1}{3} \frac{K_{0D}}{K_{1D}} + M_{B0} \frac{3 + 2 N_0}{3} \quad (19)$$

en la expresión anterior se obtiene:

$$\Delta M_{BA} = \frac{2 M_{B1}}{3 + 2 N_0} (N_0 \frac{K_{0S}}{K_{1S}} - N_1 \frac{K_{0D}}{K_{1D}}) = 0 \quad (20)$$

Si se procede de forma análoga con la expresión se deduce que:

$$\Delta M_{BC} = 0 \quad (21)$$

Igual resultado se obtiene con respecto al nudo C, debido a la simetría existente.

Los resultados obtenidos en 20 y 21 nos indican que el sistema de deformaciones ΔC_1^2 no produce incrementos de esfuerzos y sí una variación en el sistema de deformaciones, de acuerdo con lo que habíamos previsto.

La solución que se obtiene por superposición de los distintos sistemas citados anteriormente, *resulta equilibrada, compatible y cumple con el diagrama real M-C a nivel sección.*

De forma esquemática se puede expresar de la siguiente forma:

Sistema de esfuerzos:

$$M_1 \text{ (sol. real)} = M_0 \text{ (sol. fict.)} + \Delta M_1 (\Delta C_1) \quad (22)$$

que en el extremo B de una barra que concurra en dicho nudo, será:

$$M_{B1} = M_{B0} + \underbrace{(M_{B1} - M_{B0})}_{\Delta C_1^1} + \underbrace{0}_{\Delta C_1^2} \quad (23)$$

Sol. 1^a etapa 2^a etapa

Sistema de deformaciones:

$$y_1 \text{ (Sol. real)} = y_0 \text{ (Sol. fict.)} + y (\Delta C_1^1) + y (\Delta C_1^2) \quad (24)$$

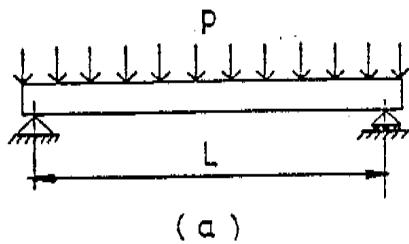
Así pues, la solución que hemos obtenido coincide con la solución real (Rigidez K_1) tal como se intentaba demostrar.

El desarrollo anterior se ha hecho sobre una estructura hiperestática pero *¿Cómo se aplica el método propuesto en una estructura isostática?* En este caso, la problemática del análisis estructural queda simplificada, puesto que las condiciones de compatibilidad, a nivel estructura, no son operativas, siendo las condiciones de equilibrio (en el caso de considerar cargas como acciones), necesarias y suficientes por sí mismas para deducir esfuerzos y tensiones. A partir de estos datos, se precisan las características del material para deducir deformaciones y desplazamientos. Sin embargo, si las acciones son deformaciones impuestas, el análisis se reduce a conocer la geometría que resulta después de introducir aquéllas, puesto que la condición de compatibilidad no es operativa. Veamos en concreto lo anterior para una estructura isostática.

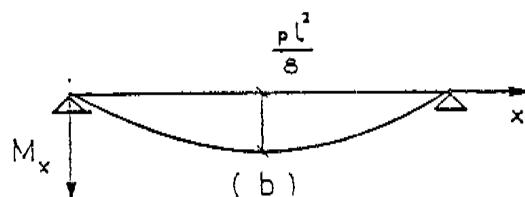
Estructura isostática

Sea una viga simplemente apoyada con unas características constantes en toda ella, sometida a una carga uniforme (Fig. 7) a nivel sección, se toma un diagrama M-C lineal con una rigidez ficticia K_0 (Fig. 4).

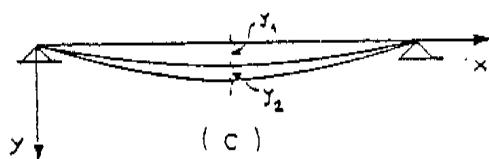
Las dos etapas señaladas en el planteamiento general se traducen, en este ejemplo, de la siguiente forma:



(a)



(b)



(c)

Fig. 7 a: Viga biapoyada con carga uniforme.
 b: Ley de momentos flectores.
 c: Deformada de la viga.

1^a Etapa: Estudio de las acciones exteriores.

Por medio de cualquier método de cálculo lineal se obtiene una solución equilibrada y compatible, que cumple, a nivel sección, con el diagrama M-C ficticio. Así pues, el estado de deformaciones que se deduce no es el real.

La ley de momentos flectores está dada por:

$$M_x = \frac{P}{2} x |l - x| \quad (25)$$

y la deformada en esta fase

$$y_1 = \frac{P}{24 K_0} \left(x^3 - 2lx^2 + l^3 \right) \quad (26)$$

siendo:

$$(y_1)_{\text{MAX}} = \frac{5 p \ell^4}{384 K_0} \text{ para } x = \frac{\ell}{2} \quad (27)$$

donde la flecha es función de la rigidez y, puesto que ésta no es la real, el problema está incompleto.

2^a Etapa: Estudio de las deformaciones impuestas

La solución que se obtiene en la primera etapa no cumple con el diagrama M-C, por lo que es preciso introducir los incrementos de curvatura existentes entre el diagrama real y el ficticio y, dado que la estructura es isostática, no se produce redistribución de esfuerzos, aunque sí existe un incremento del estado de deformaciones.

Estos incrementos de curvatura son:

$$\Delta C_x = \frac{M_x}{K_1} - \frac{M_x}{K_0} = M_x \left(\frac{1}{K_1} - \frac{1}{K_0} \right) \quad (28)$$

que integrando dos veces, se obtiene la ley de deformaciones:

$$y_2 = \frac{p x}{24} (X^3 - 2 \ell x^2 + \ell^3) \left(\frac{1}{K_1} - \frac{1}{K_0} \right) \quad (29)$$

siendo:

$$(y_2)_{\text{MAX}} = \frac{5 p \ell^4}{384} \left(\frac{1}{K_1} - \frac{1}{K_0} \right) \quad (30)$$

esta flecha superpuesta a la obtenida en la primera etapa, determina una solución que cumple con los tres tipos de condiciones citados y que coincide con la solución real tal como estaba previsto.

$$y_{\text{REAL}} = y_1 + y_2 \quad (31)$$

$$y_{\text{REAL}} = \frac{p x}{24 K_1} (x^3 - 2 \ell x^2 + \ell^3) \quad (32)$$

4. RESOLUCION NUMERICA

A continuación se presentan algunas de las características derivadas de la aplicación práctica del método.

Dada la naturaleza del mismo, en el que el proceso iterativo supone repetición de cálculos sobre la misma estructura, es necesario una sistematización de éstos. Por ello la máxima potencia del método se alcanza en la resolución con ordenador de estructuras de elevado grado de hiperesteticidad; si bien, el ordenador no es intrínseco al método, ya que tal como

se ha visto en el apartado anterior, éste se puede aplicar manualmente para estructuras isostáticas o hiperestáticas con un grado de hiperestaticidad pequeño.

Puesto que los problemas a resolver son lineales, se puede emplear cualquier método del cálculo lineal (p. ej.: Cross, matriciales, etc...); si bien resultará ventajoso utilizar aquéllos que sistematicen los cálculos al máximo. Por otro lado, el método propuesto se puede abordar por medio de un análisis por equilibrio o por compatibilidad. Estas últimas consideraciones, remarcán la gran flexibilidad e independencia del método expuesto con respecto al método numérico de resolución.

Como se ha visto en la exposición se trabaja con diagramas M-C a nivel sección. Este método no considera que las deformaciones no lineales se concentren en rótulas plásticas, tal como admiten otros métodos p. ej.: M. Equilibrio último, etc... por lo que el efecto de las deformaciones impuestas (ΔC) se obtendrá por medio de una integral (continua o numérica).

Dentro de cada elemento estructural, por imposiciones de tipo numérico se define un número determinado de tramos en los que dentro de cada uno de ellos se considera que las características permanecen constantes. El número de tramos en que se divide cada elemento será función de la precisión con que se quiera obtener la solución y de problema que se quiera resolver. Este tratamiento permite considerar los distintos elementos con inercia fija o variable en cada uno de ellos.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se presenta un método general de análisis no lineal de estructuras lineales en primer orden aplicable: con cualquier *material* en el que se pueda definir como dato de partida sus características tenso-deformacionales de forma unívoca a nivel sección y para cualquier *acción* (cargas, deformaciones, movimientos). Hay que recordar que estas acciones son las que se consideran en la 1^a etapa de proceso en la que se realiza un cálculo lineal por cualquiera de los métodos conocidos y que no influyen en la 2^a etapa.

La validez del método se reduce a la posibilidad de superposición de problemas (casos) lineales, que conducen al final al cumplimiento conjunto de todas las condiciones (equilibrio, compatibilidad, material) lo que caracteriza el método como un “método exacto”.

Puesto que en todo momento se pivotea sobre las características reales del material (diagrama real M-C) el ámbito de aplicación es general, es decir, sirve tanto para analizar situaciones de servicio como próximas a rotura.

Las dos etapas del proceso implican un cálculo lineal de estructuras, el cual puede hacerse manualmente o por medio de ordenador, potenciándose en este caso el estudio de estructuras de elevado grado de hiperestaticidad. Por otro lado, en la resolución de dichos problemas lineales puede emplearse cualquiera de los métodos de cálculo lineal existentes, si bien resulta aconsejable utilizar aquéllos que obtengan una sistematización en el tratamiento de los cálculos. En resumen, el método propuesto tiene una gran versatilidad tanto con respecto a la forma de resolución (manual o con ordenador) como frente al método de resolución.

En este artículo, se ha expuesto el método para una situación determinada de las acciones en un instante conocido, si bien una variación de estas circunstancias en la línea de un seguimiento paso a paso de la evolución de las acciones y el tiempo, también puede realizarse con el método propuesto ya que se mantiene la validez de la superposición de problemas lineales. Por otro lado, aunque aquí se ha hecho hincapié en las deformaciones de flexión derivadas del diagrama M-C no lineal, es posible, de forma análoga a la expuesta, tener en cuenta otros tipos de deformaciones como son las debidas a esfuerzos axiles o esfuerzos cortantes.

Una información más amplia sobre el método, práctica del mismo y otras conclusiones, puede encontrarla el lector en el trabajo presentado por A. AGUADO para acceder al grado de Doctor, en la Universidad Politécnica de Barcelona ("Estudio del análisis no lineal de estructuras de hormigón mediante superposición de problemas lineales en deformaciones". E T S I C C P. UPB. Febrero 1980).

PUBLICACION DEL I.E.T.c.c.

INSTRUCCION DEL INSTITUTO EDUARDO TORROJA PARA TUBOS DE HORMIGON ARMADO O PRETENSADO

Redactada por la Comisión de Tubos de Hormigón.

Dentro de la Serie Naranja de Normas y Manuales que edita el Instituto acaba de aparecer este nuevo volumen que recoge la normativa actual más avanzada en el campo de los tubos de gran diámetro de hormigón armado o pretensado, en lo que respecta a su proyecto, cálculo, fabricación, puesta en obra y control.

Por iniciativa de los fabricantes de tubos y en colaboración con el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento y otros Organismos, oficiales y privados, se constituyó la Comisión redactora de esta Instrucción, que tiene carácter de recomendaciones, y que actualiza todos los aspectos anteriormente mencionados.

Esta Instrucción pretende dar un tratamiento unitario, coherente y actual a la problemática de los tubos de hormigón armado y/o pretensado. Esto ha sido posible gracias a la actuación simultánea y coordinada de centros de investigación usuarios de la Administración Pública y privados, fabricantes de tuberías y fabricantes de acero, lo que, por otra parte, la ha dotado de un sentido realista, de posibilismo y de adecuación entre lo que se exige y lo que la tecnología acreditada nos ofrece hoy.

El título primero, "Realización de la obra", incluye tres capítulos: "Materiales", en el que se destacan las peculiaridades de los utilizables; "Fabricación", abierto a las técnicas más innovadoras, y "Transporte y montaje", síntesis de vastísimas experiencias.

El título segundo, "Realización del Proyecto", incluye tres capítulos: "Criterios hidráulicos", que son primordiales para conseguir la funcionalidad debida; "Criterios de durabilidad", que marcan las normas que deben seguirse cuando hay que hacer frente a agentes agresivos externos o internos, y "Criterios mecánicos", que de una forma sistemática aborda, desde la determinación de acciones hasta el dimensionamiento último.

El título tercero, "Realización del control", incluye cuatro capítulos. Los dos primeros, "Control de materiales" y "Control de ejecución", siguen la línea de las modernas Instrucciones que consideran básico un adecuado control, no sólo de los materiales componentes, sino de las fases de ejecución. El tercero, "Pruebas", constituye, sin duda, la parte más novedosa, ya que abandona el tradicional concepto de presión de prueba, como múltiplo de la presión interna, para referirse a la presión equivalente, que depende no sólo de la presión interna, sino también de las otras cargas actuantes. Finalmente, el cuarto capítulo, "Control de puesta en servicio y mantenimiento de la tubería", brinda unas pautas que se espera mejorarán la eficacia de futuras conducciones.

Un volumen encuadrado en rústica, de 16 x 23 cm, compuesto de 233 páginas, numerosas tablas y diversas figuras y ábacos. Precios: España 1.000 pts; extranjero, \$ 20.

publicaciones del i.e.t.c.c.

cuadros de precios 79 c.p.

En esta publicación se pone al día la que, con el mismo título, editó el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento en 1969 adaptándose a la reglamentación vigente. Las Ordenes, Decretos y Convenios Colectivos, así como la Ordenanza Laboral de la Construcción, Vidrio y Cerámica, que intervienen en el CUADRO DE JORNALES, figuran con sus respectivas fechas de entrada en vigor.

Se han tomado como precios básicos los de la provincia de Madrid, ya que, al ser válidas las descomposiciones de las diversas unidades de obra, bastaría incrementar o disminuir los totales proporcionalmente a las diferencias de jornales o materiales.

En el concepto de "Mano de Obra Indirecta" se incluye la parte proporcional de los jornales: de encargado, capataces, almacenero, listero, etc., fijándose en un 10 por 100 de la "Mano de Obra Directa". Cada unidad de obra se incrementa en el 1 por 100 en concepto de "Medios auxiliares".

El cuadro "Precios de Materiales" se ha dividido en capítulos para facilitar su localización, respetando el orden alfabético dentro de cada uno de ellos.

En el Cuadro "Precios Auxiliares" están incluidas las descomposiciones de las unidades de obra, que intervienen a su vez en el Cuadro "Precios Descompuestos", evitando su innecesaria repetición.

Estos cuatro Cuadros de: PRECIOS DE JORNALES, PRECIOS DE MATERIALES con Transporte, Carga, Descarga y Pérdidas; PRECIOS AUXILIARES, y PRECIOS DESCOMPUESTOS, que, con los de MEDICIONES, PRESUPUESTO y RESUMEN GENERAL, componen el DOCUMENTO NUMERO 4 – "PRESUPUESTO" – son los exigidos para la elaboración de Proyectos de Obras para el Estado, conforme al DECRETO 3.410/1975 ("B. O. del E." n.º 311 de 1975), del Ministerio de Hacienda.

Todos los precios que figuran en esta publicación se refieren exclusivamente a ejecución material.

Esta edición, como la anterior, ha sido realizada mediante el fotograbado de los datos, obtenidos directamente del ordenador electrónico, asegurando así la garantía de su exactitud para facilitar la labor de todos los profesionales de la construcción.

Encuadrado en rústica, de 29,7 x 21 cm, compuesto de unas 192 páginas.

Madrid, 1979.

Precios: España, 1.000 pesetas. Extranjero, \$ 20.

Puente de los Inmigrantes

RESUMEN:

Se trata de una obra realizada en la República Argentina en el corto plazo de 120 días. Su concepción se ha basado en una idea totalmente diferente a la generalidad de este tipo de construcciones, ya que se ha adoptado un diseño y una terminación eminentemente arquitectónicos. Se ha dado una preponderante importancia a la valoración estética de la construcción y de sus áreas vecinas, para encajarlas en el micro-paisaje donde están ubicadas, con el propósito de contribuir a realizarlo; ya que el puente constituirá, inevitablemente, un elemento transcendente dentro del área recreativa en que se encuentra situado. Así, la superficie cilíndrica de las pilas centrales, se reproduce en las cenefas laterales del tablero, que abarcan desde el nivel superior de las barandillas hasta el nivel inferior de las vigas longitudinales; definiéndose en este último nivel un plano visual horizontal, ininterrumpido en toda su longitud; puesto que incluso en los apoyos sobre pilas, las ménsulas transversales quedan embebidas en el espesor del tablero, sin sobresalir inferiormente. (Figura 1).

Los diámetros, alturas y luces que configuran el perfil longitudinal, han sido modulados con objeto de mantener proporciones óptimas, incluso preponderando este criterio en algún caso, sobre el dimensionamiento estrictamente estructural.

Para la iluminación —que constituye un factor determinante en la estética del conjunto— se descartó la inserción de columnas laterales a lo largo del tablero, ya que tan delgados elementos contrastarían con la imagen robusta del conjunto constructivo. Ante la alternativa de una iluminación rasante a nivel inferior de las barandillas laterales, o mediante torres de gran altura separadas de la obra, estudiados los inconvenientes y ventajas de uno y otro sistema, se optó por la última de las soluciones mencionadas, por no afectar durante las horas del día a la armonía del conjunto y contribuir, por otra parte, de un modo importante a realizar las superficies cilíndricas de la estructura.

(*) Nota de la redacción.—Agradecemos muy sinceramente a la Asociación Argentina del Hormigón Pre-tensado su amabilidad al facilitarnos todos los datos, textos y fotografías, necesarios para preparar este interesante artículo, y su autorización para incluirlo en nuestra Revista.



Fig. 1. Vista lateral del puente desde aguas arriba.

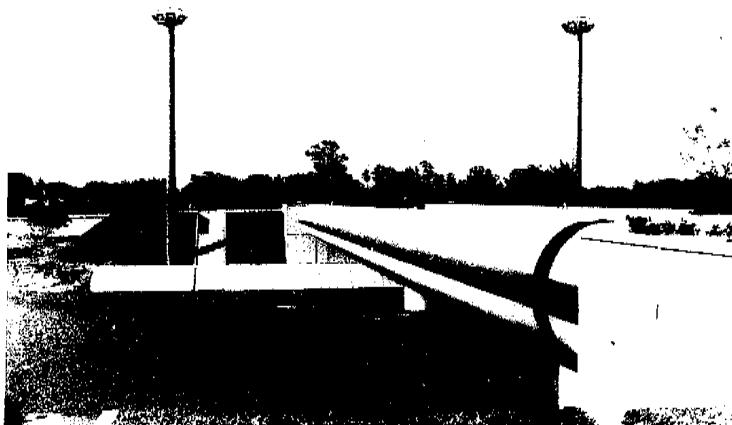


Fig. 2. Vista lateral en la que se aprecian algunos detalles de la terminación del puente.

INTRODUCCION

La construcción de un puente de hormigón pretensado, con armaduras postesas, en el escaso lapso de ciento veinte días, no registra antecedentes en la Argentina y constituye un ejemplo digno de destacar.

Tal ha sido el caso del *Puente de los Inmigrantes*, de la Dirección Provincial de Vialidad del Chaco, inaugurado el 23 de septiembre de 1978 con la presencia del Presidente de la República Argentina, y construido por la empresa "Ingeniería y Construcciones, S.A.", según proyecto y bajo la dirección de la firma "Arquitecto Néstor Arguello y Asociados".

CARACTERISTICAS DE LA OBRA

El puente de los Inmigrantes se encuentra ubicado en la prolongación de la Avenida Wilde, en la periferia de la ciudad de Resistencia (Chaco). Se ha construido para salvar el río negro. El diseño y su moderna terminación, de líneas arquitectónicas integradas en el contexto urbano, le brindan características originales en este tipo de obras. (Fig. 2).

La distancia entre estribos, de poco más de 70 metros, (Fig. 3) se salva mediante tres tramos; los dos extremos están compuestos por seis vigas prefabricadas de hormigón pretensado, con armaduras postesas, de 20 metros de luz libre, y el tramo central, por nueve vigas, también pretensadas, de 30 metros de luz libre. (Fig. 4).

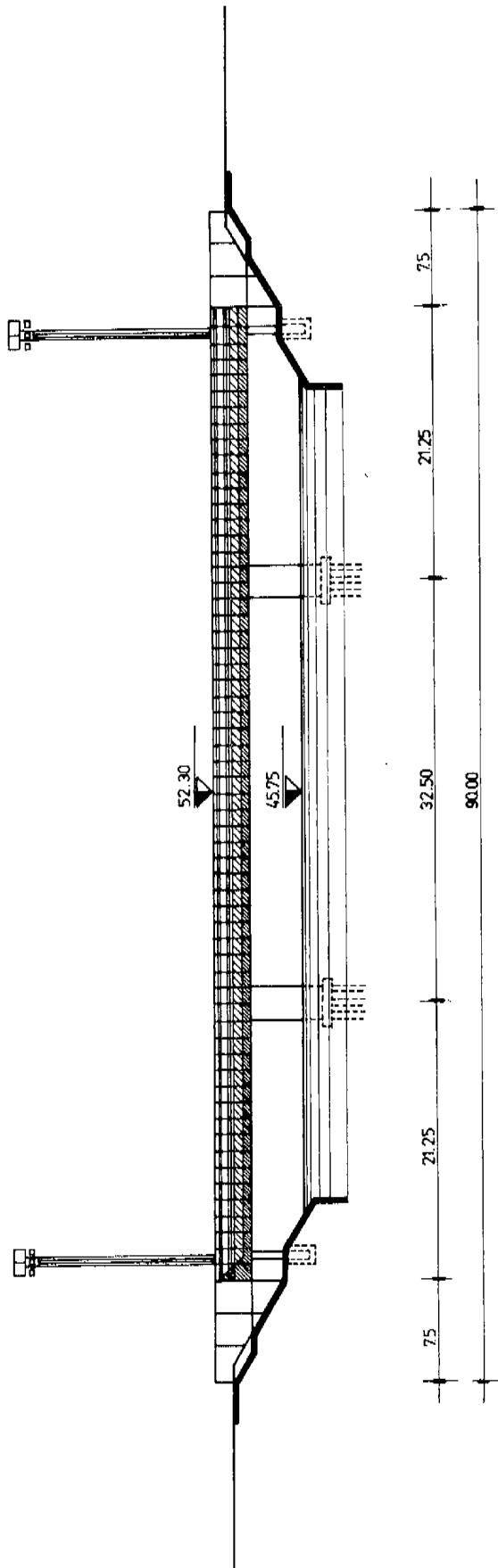


Fig. 3. Vista con las dimensiones principales.

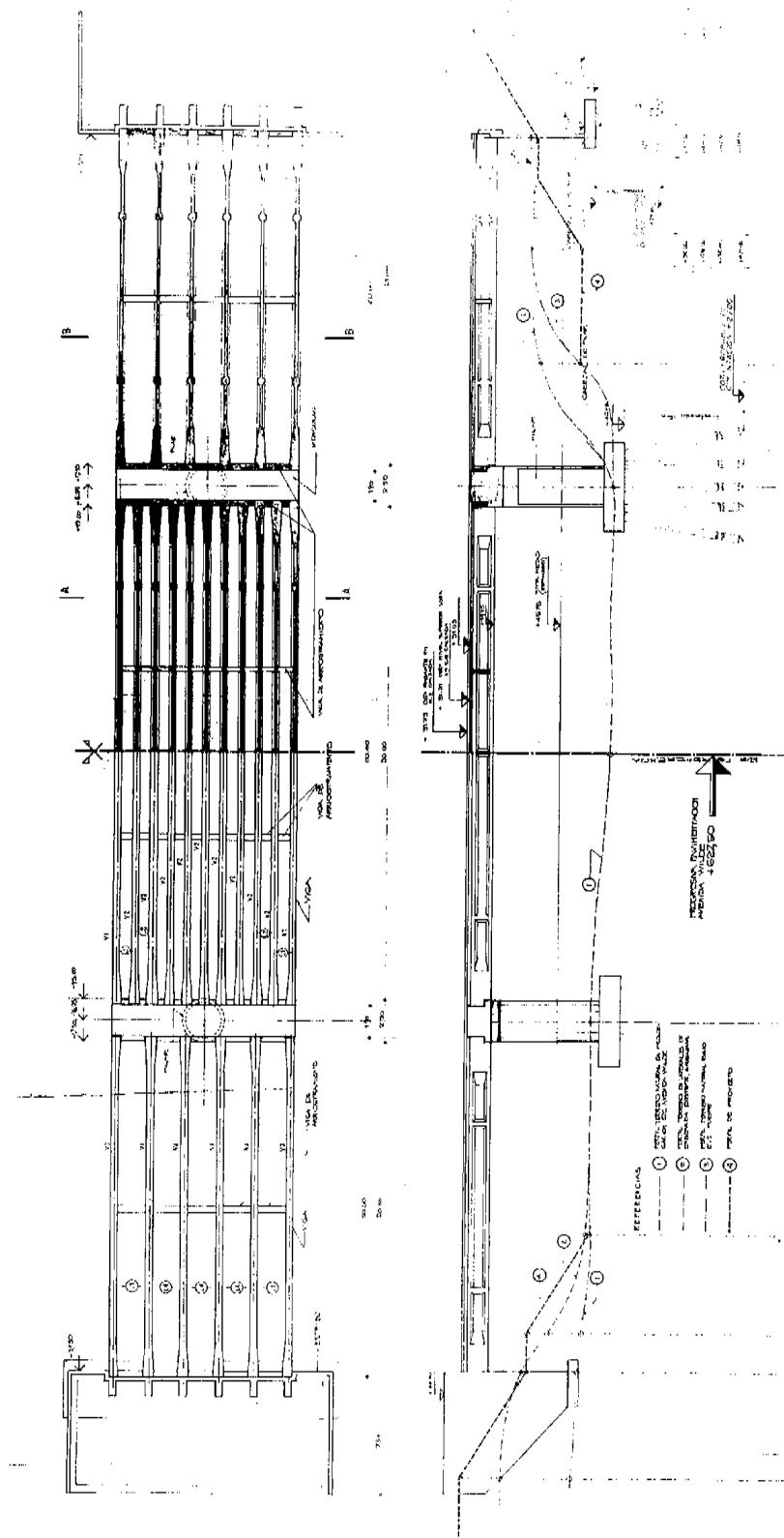


Fig. 4. Plano estructural. Planta y sección transversal.

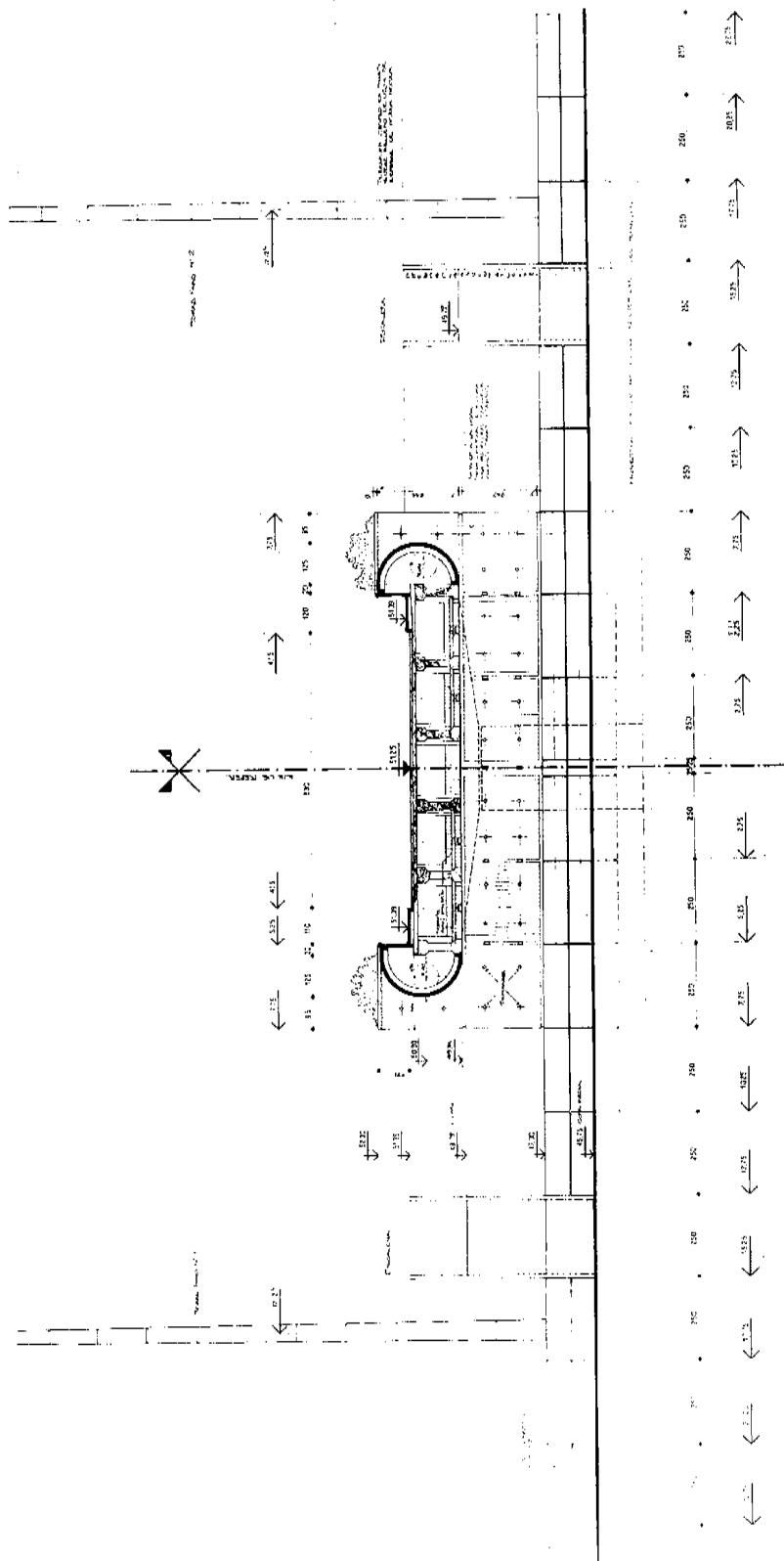


Fig. 5. Sección transversal del puente.

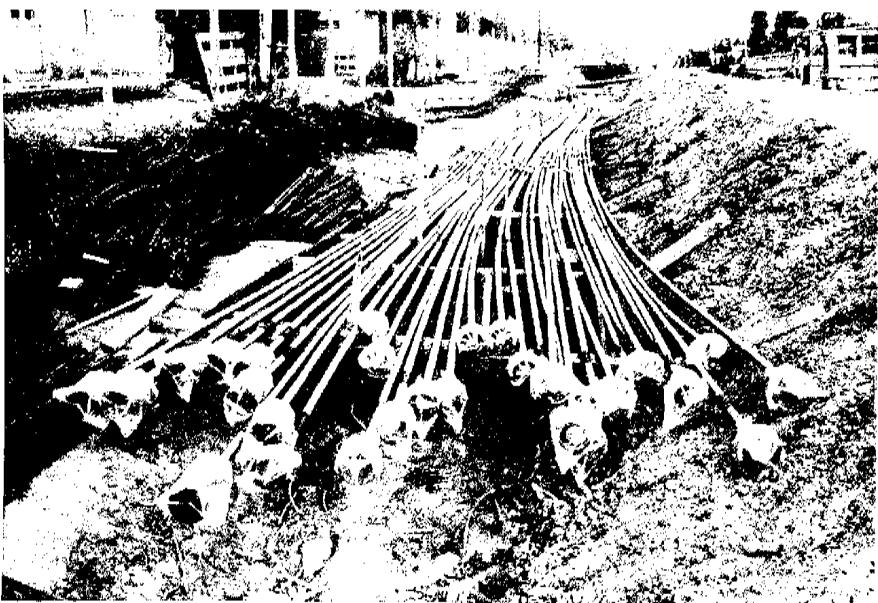


Fig. 6. Los tendones de pretensado, constituidos por barras de ϕ 26, preparados para su utilización.

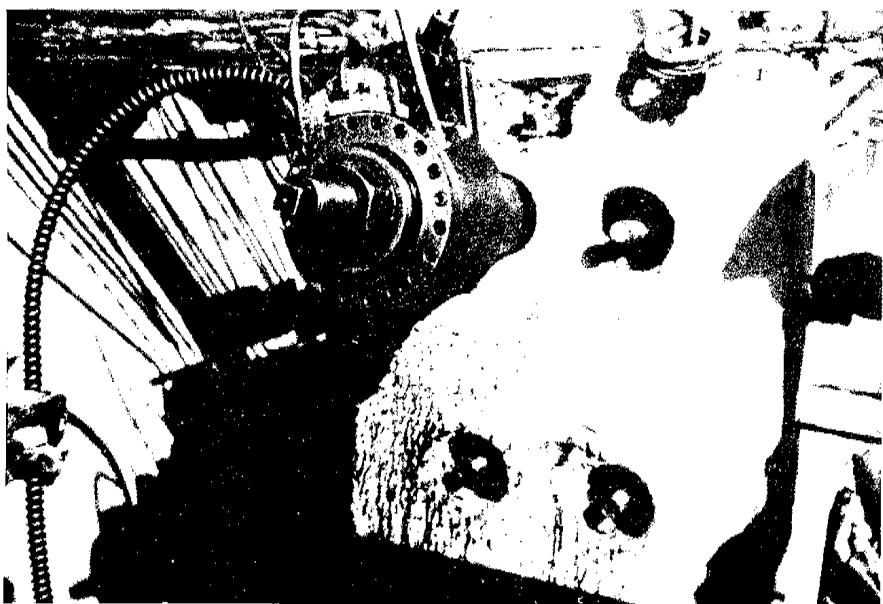


Fig. 7. Gato de tesado.

La longitud total del puente es de 90 metros, y la calzada, que tiene 8,20 metros de anchura, lleva dos aceras laterales de 1,45 metros cada una. (Fig. 5).

Se utilizó el sistema de pretensado Dywidag. (Figuras 6 y 7). Ante la celeridad con que había que realizar la obra, las vigas se elaboraron con cemento de alta resistencia inicial, gracias a lo cual se logró que las mismas, a los diez días, pudieran ser colocadas en su posición definitiva, después de haberlas ya sometido al cien por cien de la tensión inicial prevista.

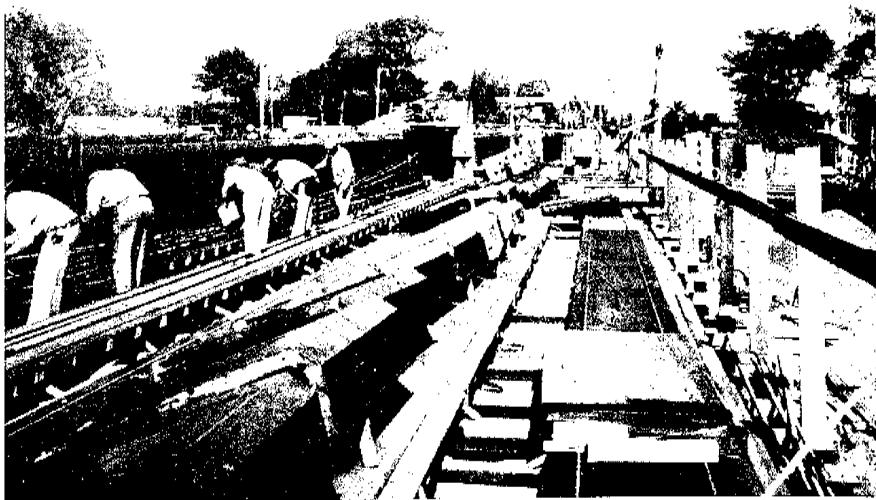


Fig. 8. Preparación de la armadura de las vigas. Se ven también los moldes metálicos utilizados.

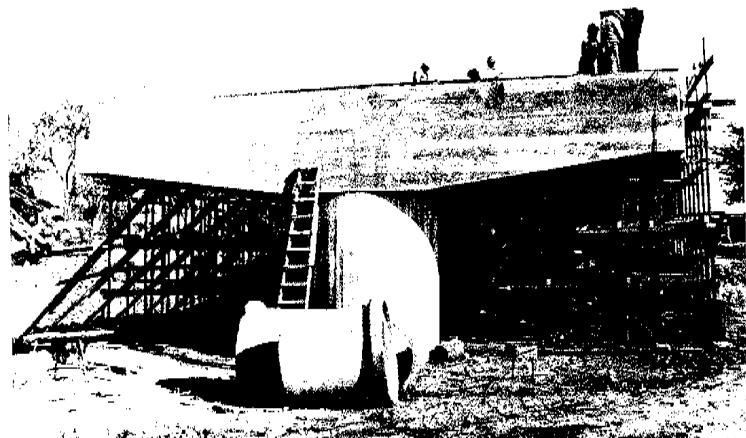


Fig. 9. Vista de una ménsula y del puente auxiliar ejecutado con puntales telescópicos y arriostramientos de madera.

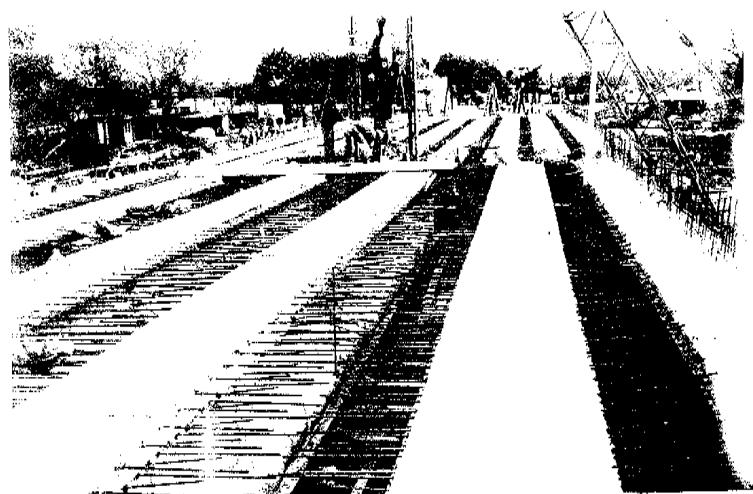


Fig. 10. Vigas del primer tramo en su posición definitiva (al fondo), antes del homigonado de la losa superior. Vigas del segundo tramo en posición de tésado y antes de ser bajar bajas a su posición definitiva.

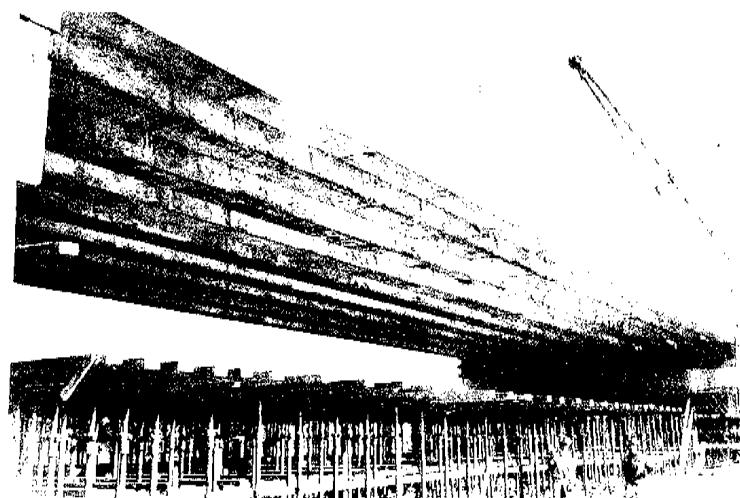


Fig. 11. Vigas del tramo central, apoyadas en sus extremos antes de ser bajadas a su posición definitiva. Puente auxiliar semi-desarmado.

Para la ejecución de las 21 vigas se utilizaron dos juegos de moldes metálicos; lo que permitió que cada tres días se desmoldara una de ellas. (Fig. 8). Durante la construcción, se mantuvieron apoyadas en toda su longitud sobre un puente auxiliar de servicio, ejecutado íntegramente con puntales telescopicos metálicos, (Fig. 9), y ubicado a 1,40 m por encima de la cota definitiva del tablero. Una vez completado el tesado, se descendieron, mediante dos pórticos, y aparejos construidos especialmente al efecto, hasta su posición final. (Figuras 10 y 11).

Para contribuir a la valoración estética de la obra, lateralmente, cubriendo las vigas y la parte exterior de la barandilla, se dispuso una hilera de piezas semicilíndricas ("cenefas") prefabricadas en taller y luego montadas en su posición definitiva, a razón de sesenta unidades por cada lado del puente. El mismo procedimiento de ejecución se adoptó para los elementos que constituyen el conjunto acera-barandilla. (Figuras 12 y 13).

OTROS DETALLES CONSTRUCTIVOS

Las vigas longitudinales van arriostradas por tres vigas transversales en cada uno de los tramos de 20 metros, y cuatro vigas en el tramo de 30 metros, de tal manera que la distancia entre los ejes de estas vigas-riostra es siempre de diez metros. Dichas vigas fueron ejecutadas in situ, con posterioridad al montaje de las vigas longitudinales, y también van pretensadas.

La superestructura está sustentada por dos estribos, hormigonados in situ, de 7,50 metros de anchura cada uno, situados en los extremos Norte y Sur del puente, y dos pilas cilíndricas que constituyen los soportes intermedios sobre los que se apoyan las ménsulas destinadas a sustentar los extremos correspondientes de las vigas longitudinales del tramo central.

Para la cimentación se utilizaron 64 pilotes Vibrex ejecutados in situ, siendo su longitud media de quince metros. En la construcción de estos pilotes se invirtió solamente un lapso de tiempo de diez días. (Fig. 14).

En los arranques del puente se construyeron macetones, cuyo detalle puede apreciarse en la figura 15, y que, junto con las "cenefas" antes citadas, son elementos que forman parte del diseño estético de esta estructura.

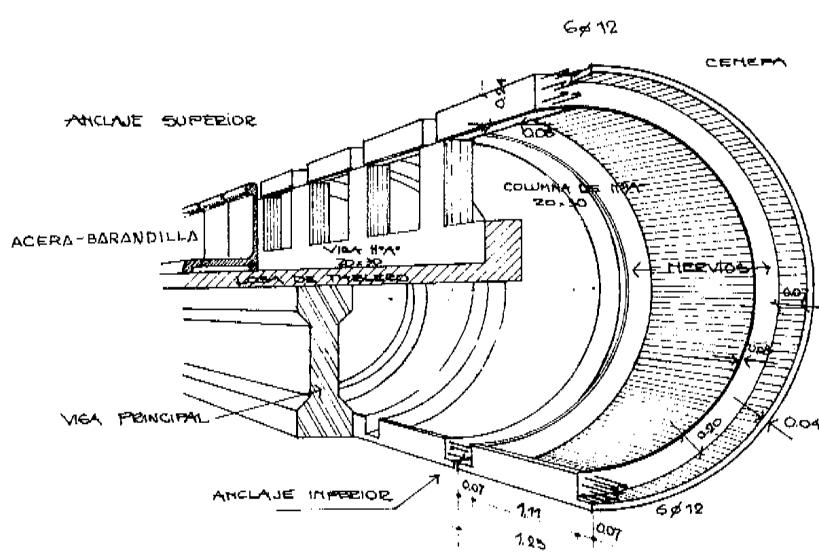
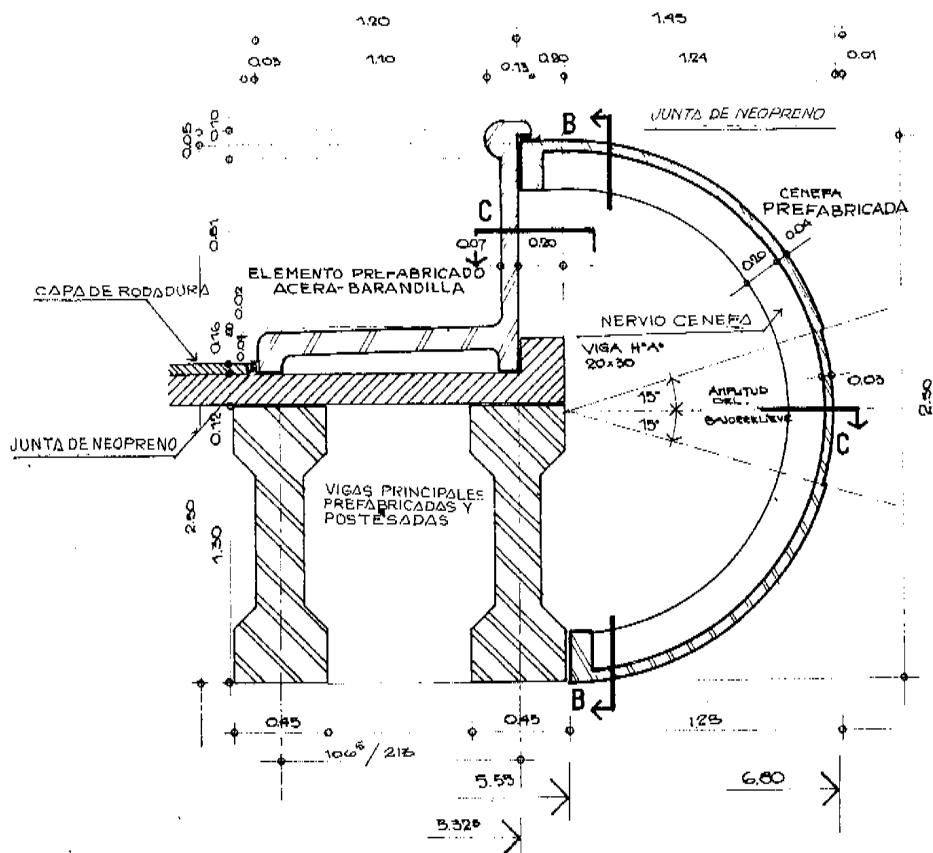


Fig. 12. Detalle elementos prefabricados. Escala 1: 20.

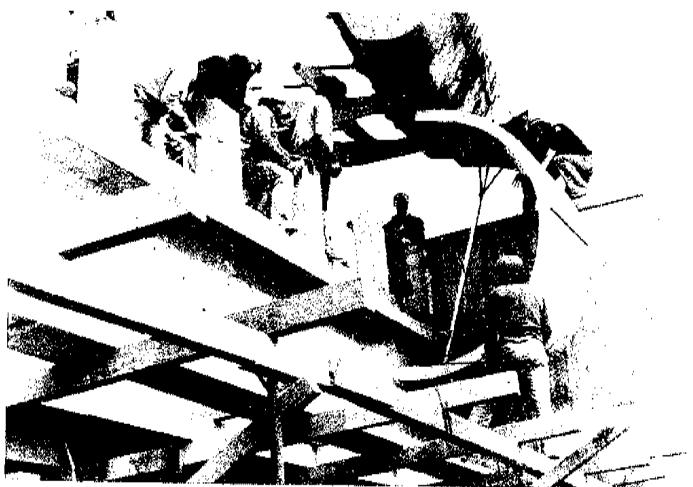


Fig. 13. Colocación de cenefas.

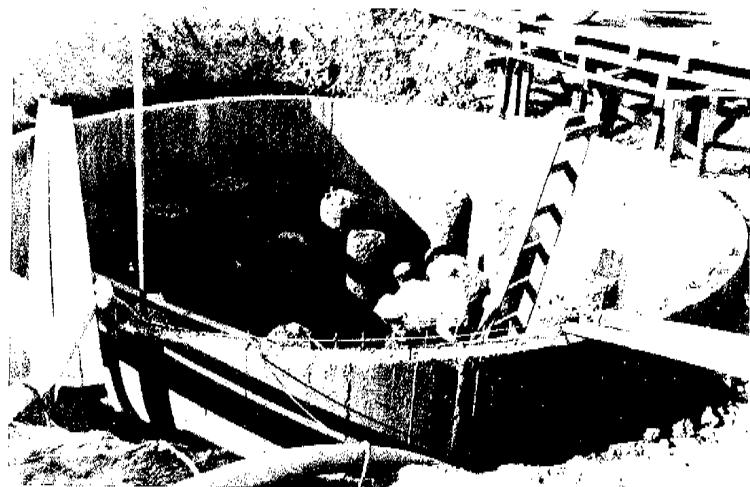


Fig. 14. Proceso de ejecución de la cimentación de uno de los estribos. Se protege con cilindros auxiliares de hormigón armado a efectos de lograr estanquidad.

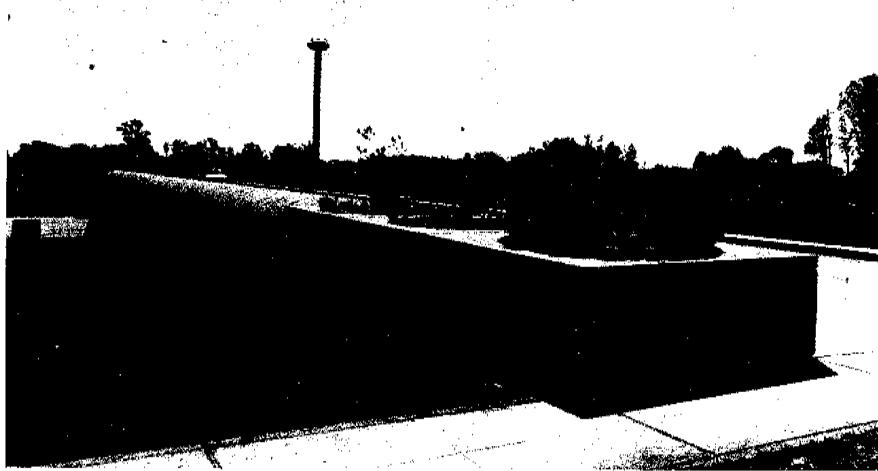


Fig. 15. Vista lateral. En primer plano se observan los maceteros ornamentales.



Fig. 16. Vista inferior del tablero, con los focos de iluminación.

Además, la obra está pintada con colores fuertes, a base de cemento.

Los accesos al puente consisten en un viaducto de 180 m de longitud en el lado sur y otro de 500 m en el lado norte, que empalma con la Avenida Sabin a través de una plazoleta, en forma de triángulo, profusamente iluminada.

También se ha construido una zona de aparcamiento, de 3.500 m² de superficie.

Los pavimentos de acceso y de la zona de aparcamiento, totalizan 11.000 m² y están constituidos por una losa de hormigón, de 18 cm de espesor, apoyada sobre base de suelo-cal.

Para la iluminación del puente se han instalado cuatro torres, de 20 m de altura, provistas de ocho proyectores con lámparas de vapor de mercurio que aseguran una excelente iluminación, tanto del puente como de la zona de acceso. También se han colocado puntos luminosos debajo del tablero; lo que permite apreciar la parte inferior de la estructura y el espejo de agua. (Fig. 16).

RAPIDEZ DE LA EJECUCION

Es de justicia destacar la rapidez con que se ha llevado a cabo la construcción de este puente. Toda la obra se concluyó en ciento veinte días de trabajo ininterrumpido, bajo la dirección de diez técnicos de distintas especialidades, empleándose un total de 216.000 horas-hombre.

Se utilizó un equipo compuesto por una máquina de hincar pilotes, tres excavadoras, una grúa, tres cargadoras frontales, una motoniveladora, quince camiones volcadores, un equipo de compactación, otro de pavimentación, equipo distribuidor de hormigón, planta hormigonera y un sin número de herramientas menores.

En cuanto a materiales, se utilizaron 1.300 t de cemento, 5.000 toneladas de áridos y 125 toneladas de acero.

DESARROLLO DEL CALCULO

Como información complementaria, a continuación se incluye el cálculo detallado de las vigas longitudinales, pretensadas, utilizadas en la construcción de los tramos cortos del Puente de los Inmigrantes.

Este cálculo se desarrolla de acuerdo con el siguiente

INDICE

- 1) CARACTERISTICAS GENERALES.--MATERIALES.
- 2) ANALISIS DE CARGAS.
- 3) SOLICITACIONES.
- 4) TRAZADO DE TENDONES.
- 5) FASES DE EJECUCION.
- 6) CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES.
- 7) PERDIDAS POR ROZAMIENTO.
- 8) PERDIDAS POR FLUENCIA Y RETRACCION.
- 9) VERIFICACION DE TENSIONES.
- 10) VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE Y DE LAS TENSIONES PRINCIPALES.
- 11) VERIFICACION A ROTURA.
- 12) ARMADURA PASIVA PARA ABSORCION DE TRACCIONES.
- 13) ARMADURA PASIVA EN LA ZONA DE ANCLAJES.
- 14) ARMADURA PASIVA ADICIONAL.
- 15) ARMADURA DE LOSAS.
- 16) DEFORMACIONES ORIGINADAS POR EL TESASO DE LAS ARMADURAS.

1) CARACTERISTICAS GENERALES.--MATERIALES |

1.1. Características generales

Se trata de un tramo isostático de puente, de 20,4 m de luz entre apoyos, 8,20 m de anchura de calzada (dos direcciones), sustentado por 6 vigas prefabricadas, pretensadas en una sola etapa, con losas y vigas transversales hormigonadas in situ.

Categoría: A-30.

Número de vigas: 6.

Luz de cálculo: 20,40 m.

Luz total: 20,82 m.

Anchura de calzada: 8,20 m.

Aceras laterales: 2 x 1,45 m.

Espesor del tablero: 0,15 m.

Capa de rodadura: 0,06 m.

Separación entre ejes de vigas: 2,11 m.

Diáfragmas de rigidez: $e = 0,25$ m.

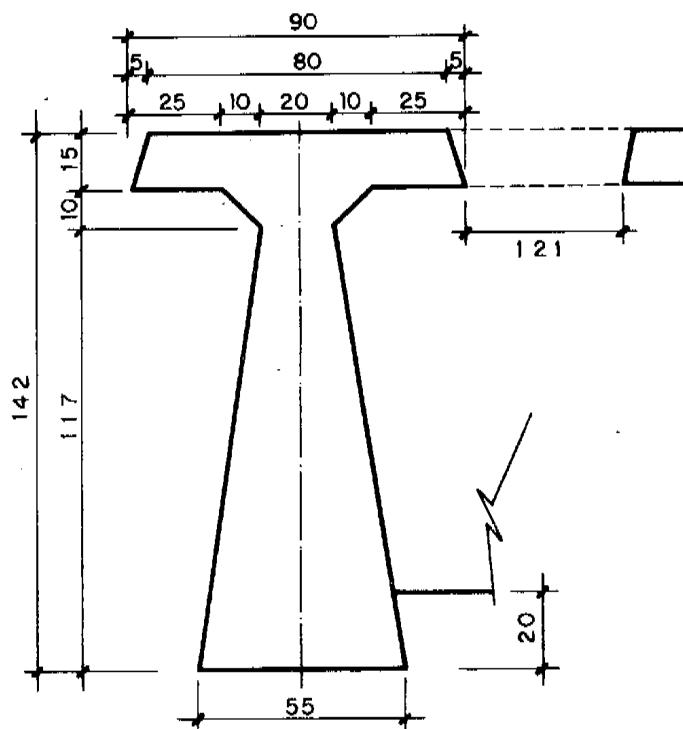
1.2. Materiales

Hormigón: $\sigma'_{bK} = 210 \text{ kg/cm}^2$.
Acero de pretensar: St 85/105.
Armadura pasiva: $\sigma_{eK} \geq 4.400 \text{ kg/cm}^2$.

$$\left. \begin{array}{l} E_a = 2.100 \text{ t/cm}^2 \\ E_b = 304 \text{ t/cm}^2 \end{array} \right\} n = 6,9$$

2) ANALISIS DE CARGAS

2.1. Cargas permanentes



2.1.1. Peso propio de vigas:

$$A = 0,567 \text{ m}^2$$

$$q = 0,567 \times 2,5 = 1,42 \text{ t/m}$$

2.1.2. Peso propio de lasas de unión:

Separación entre ejes de vigas (6 vigas):

$$(11,1 - 0,55) \frac{1}{5} = 2,11 \text{ m}$$

Peso losa:

$$(2,11 - 0,85) 0,15 \times 2,5 = 0,473 \simeq 0,47 \text{ t/m}$$

2.1.3. Peso de la viga de arriostramiento:

$$b = 0,25 \text{ m}$$
$$[11,1 \times 1,07 - 6(0,567 - 0,2 \times 0,52 - 0,15 \times 0,85)] 0,25 \times 2,5 = 6,17 \text{ t} \rightarrow 0,58 \text{ t/m}.$$

2.1.4. Peso capa de rodadura:

Se supone espesor variable entre 5 y 10 cm.

$$\text{Peso} = 0,075 \times 2 = 0,15 \text{ t/m}^2.$$

2.1.5. Peso ceneta:

Según cálculo original, peso = 0,77 t/m.

2.1.6. Peso acera y barandilla:

Según cálculo original, peso = 0,464 t/m ÷ 1,25 m = 0,37 t/m².

2.1.7. Peso columnas y viga barandilla:

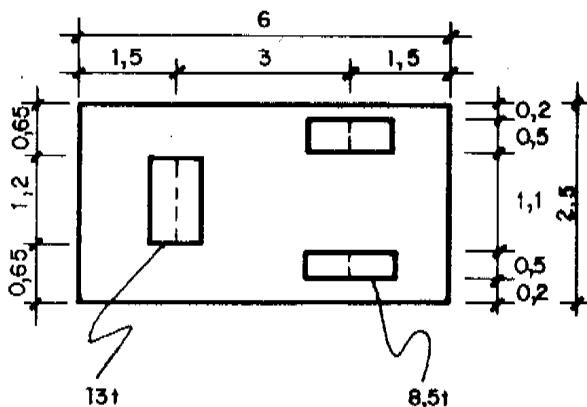
Según cálculo original, peso = 0,172 t/m.

2.2. Sobrecargas

2.2.1. De acuerdo con la reglamentación de Vialidad Nacional:

Calzada 8,2 m → 2 bandas de 3 m → 2 apisonadoras.

Carga apisonadora:



$$30 \text{ t} = 13 + 8,5 + 8,5$$

Con coeficiente de impacto = 1,25:

$$\text{Carga rueda delantera} = 13 \times 1,25 = 16,25 \text{ t. (13,54 t/m).}$$

$$\text{Carga rueda trasera} = 8,5 \times 1,25 = 10,63 \text{ t. (21,25 t/m).}$$

2.2.2. Sobrecarga uniforme en calzada: 0,6 t/m².

Con coeficiente de impacto: 0,6 × 1,25 = 0,75 t/m².

2.2.3. Sobrecarga uniforme en acera: 0,4 t/m².

3) SOLICITACIONES

3.1. Se determinan los momentos flectores para distintas etapas durante la construcción del puente. Se reparten las cargas por igual entre todas las vigas.

a) *Peso propio viga:*

$$a.1) q = 1,42 \text{ t/m} \rightarrow M_{pp} = \frac{1,42 \times 20,4^2}{8} = 73,87 \text{ m.t}$$

b) *Peso hormigón estructural:*

b.1) Losas:

$$q = \frac{5 \times 0,47}{6} = 0,392 \text{ t/m} \rightarrow M = \frac{0,39 \times 20,4^2}{8} = 20,37 \text{ m.t}$$

b.2) Viga arriostramiento:

$$P = \frac{6,17}{6} = 1,031 \text{ t} \rightarrow M = \frac{1,03 \times 20,4}{4} = \frac{5,24 \text{ m.t}}{\text{TOTAL}} = 25,61 \text{ m.t}$$

c) *Otras cargas permanentes:*

c.1) Ceneta:

$$q = \frac{2 \times 0,77}{6} = 0,26 \text{ t/m} \rightarrow M = \frac{0,26 \times 20,4^2}{8} = 13,35 \text{ m.t}$$

c.2) Acera y barandilla:

$$q = \frac{2 \times 0,464}{6} = 0,15 \text{ t/m} \rightarrow M = \frac{0,15 \times 20,4^2}{8} = 8,05 \text{ m.t}$$

c.3) Columnas y viga barandilla:

$$q = \frac{2 \times 0,172}{6} = 0,06 \text{ t/m} \rightarrow M = \frac{0,06 \times 20,4^2}{8} = 2,98 \text{ m.t}$$

c.3) Capa de rodadura:

$$q = \frac{8,2 \text{ m} \times 0,15 \text{ t/m}^2}{6} = 0,21 \text{ t/m} \rightarrow M = \frac{0,21 \times 20,4^2}{8} = \frac{10,66 \text{ m.t}}{\text{TOTAL}} = 35,04 \text{ m.t}$$

d) *Sobrecargas:*

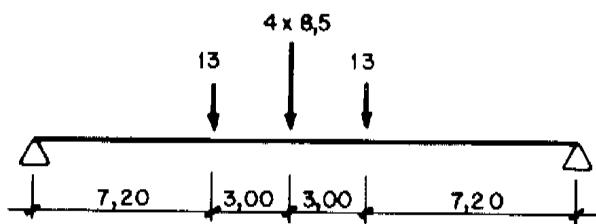
d.1) Sobrecarga uniforme en acera:

$$q = \frac{2 \times 1,25 \text{ m} \times 0,4 \text{ t/m}^2}{6} = 0,17 \text{ t/m} \rightarrow M = \frac{0,17 \times 20,4^2}{8} = 8,67 \text{ m.t}$$

d.2) Sobrecarga uniforme en calzada:

$$q = \frac{8,2 \text{ m} \times 0,6 \text{ t/m}^2}{6} = 0,82 \text{ t/m} \rightarrow M = \frac{0,82 \times 20,4^2}{8} = 42,66 \text{ m.t}$$

d.3) Dos apisonadoras:



$$M = 13 \times 7,2 + \frac{4 \times 8,5 \times 20,4}{4} = 267 \text{ m.t}$$

Sobrecarga uniforme bajo apisonadora:

$$2,5 \text{ m} \times 6 \text{ m} \times 0,6 \text{ t/m}^2 = 9 \text{ t}$$

Se multiplica M por: $\frac{30 - 9}{30} = 0,7$

$$M_{apl} = \frac{0,7 \times 267}{6} = 31,15 \text{ m.t} \rightarrow \quad = \quad 31,15 \text{ m.t}$$

TOTAL = 82,48 m.t

Aplicando a estas sobrecargas (excepto a la sobrecarga uniforme en acera) el coeficiente de impacto 1,25, resulta: M TOTAL = 100,93 m.t.

e) *Momento total:*

$$\begin{array}{r}
 73,87 \\
 25,61 \\
 35,04 \\
 100,93 \\
 \hline
 247,53 \text{ m.t, por viga.}
 \end{array}$$

3.2. Apoyos provisionales (situados a 0,45 m de los definitivos):

Se deberá verificar también M_{pp} , calculado con $\ell = 19,5 \text{ m}$.

$$M_{pp} = \frac{1,42 \times 19,5^2}{8} = 67,49 \text{ m.t}$$

3.3. Solicitaciones a 1/4 luz:

Por relación con $M_{máx}$ del tramo, se obtienen:

- a) Peso propio viga: $0,75 \times 73,87 = 55,40 \text{ m.t}$
- b) Hormigón estructural: $0,75 \times 20,37 + 0,5 \times 5,24 = 17,90 \text{ m.t}$

c) Otras cargas permanentes: $0,75 \times 35,04 = 26,28$ m.t

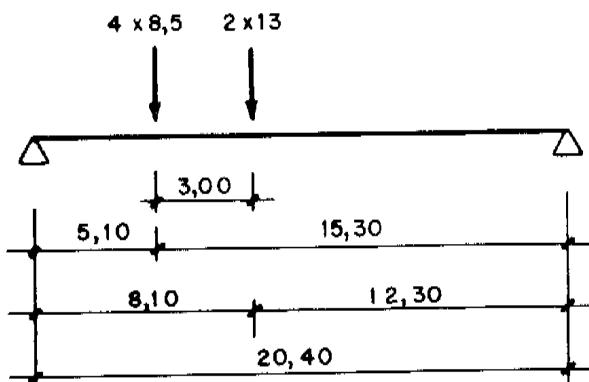
d) Sobrecarga uniforme:

En acera: $0,75 \times 8,67 = 6,50$ m.t

En calzada (con coeficiente de impacto) = $0,75 \times 42,66 \times 1,25 = 39,99$ m.t = $46,49$ m.t

SUBTOTAL = $146,07$ m.t

e) Apisonadora:



$$M = 4 \times 8,5 \frac{5,1 \times 15,3}{20,4} + 2 \times 13 \frac{5,1 \times 12,3}{20,4} = 210 \text{ m.t}$$

Con coeficiente de impacto:

$$M_{apl} = 210 \times \frac{1}{6} \times 1,25 \times 0,7 = 30,62 \text{ m.t}$$

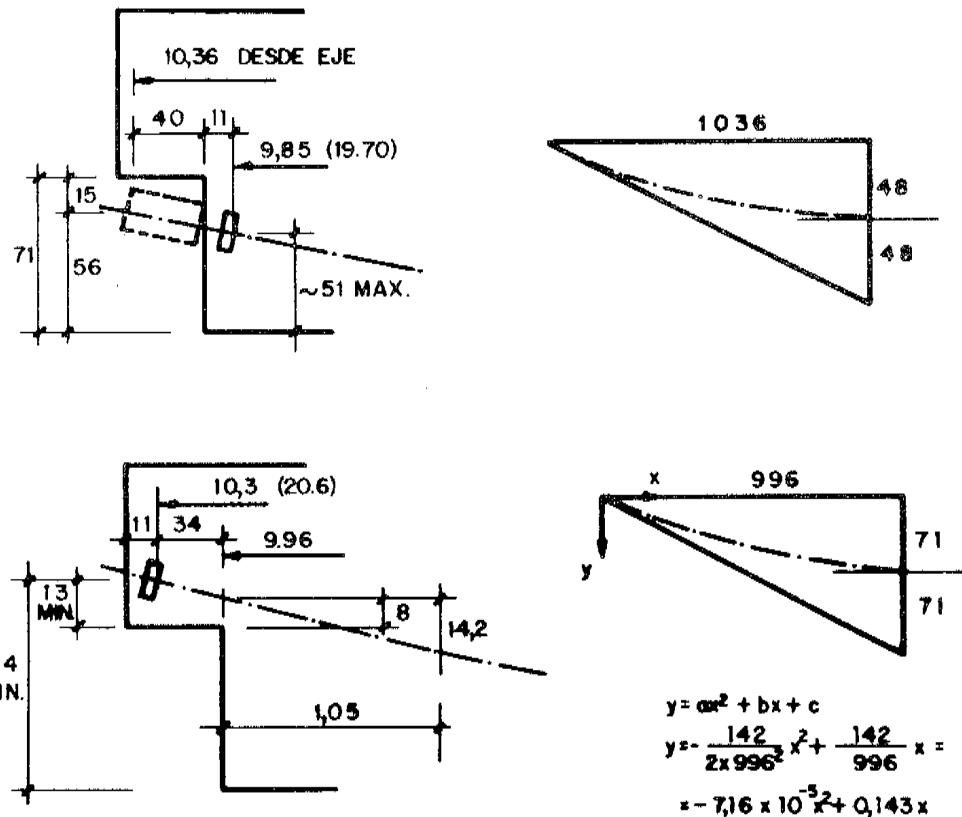
TOTAL = $176,69$ m.t

f) Sobrecarga uniforme más apisonadora (con coeficiente de impacto):

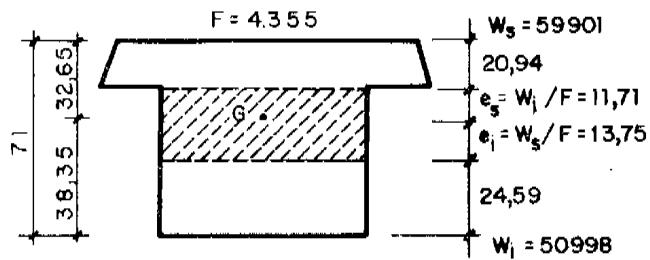
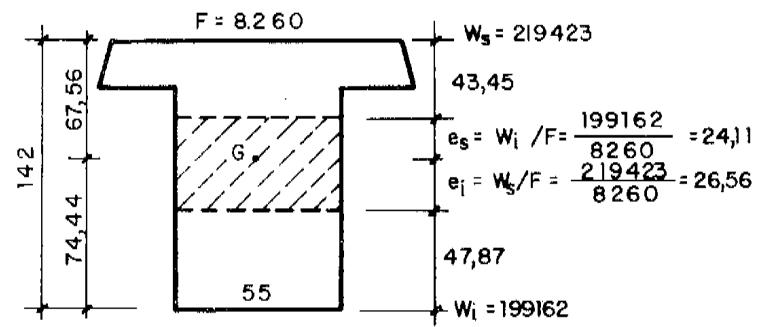
$$M = 46,49 + 30,62 = 77,11 \text{ m.t}$$

4) TRAZADO DE TENDONES

4.1. Posición límite de anclajes

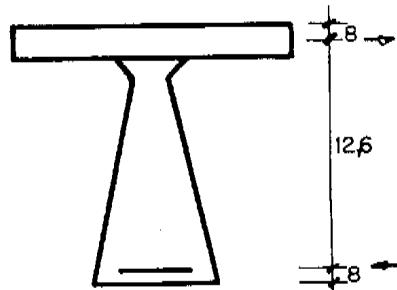


4.2 Características geométricas de secciones con anclajes



4.3. Determinación del número de tendones:

Se adoptan barras ϕ 26 mm, de $5,31 \text{ cm}^2$ de sección, que proporcionan una fuerza de pretensado de 8,5 t.



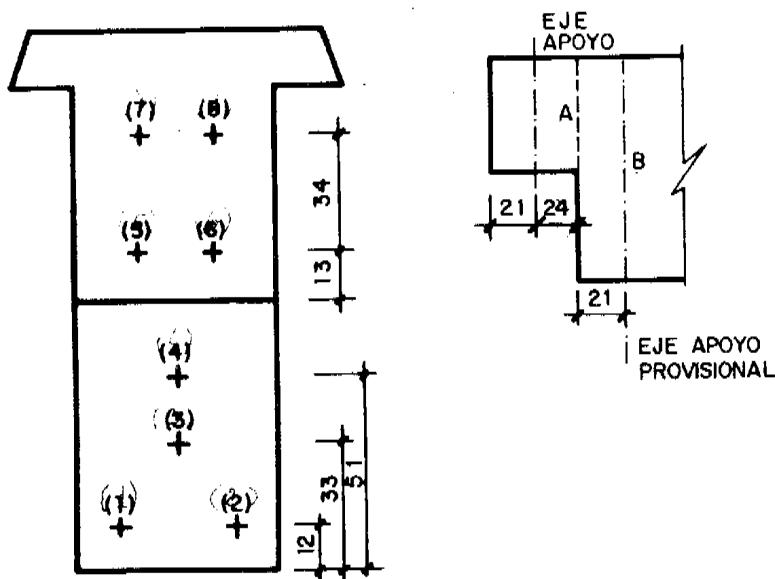
Tomando el momento total deducido en 3.1 e), resulta:

$$247,53 \text{ m.t} \times \frac{1,75}{1,26 \text{ m}} = 343,8 \text{ t}$$

$$\frac{343,8}{8,5} = 40,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{40,4}{5,31} = 7,6 \text{ barras.}$$

Se adoptan 8 barras ϕ 26 mm.

4.4. Disposición de anclajes.—Verificación de secciones:



Sección A (véase 4.5)

$$\text{Baricentro de barras: } \frac{111,24 \times 2 + 79 \times 2}{4} - 71 = 24,12 \text{ cm} \simeq 24,59 \text{ cm}$$

Sección B (véase 4.5)

$$\text{Baricentro de barras: } \frac{107,18 \times 2 + 75,99 \times 2 + 50,11 + 32,47 + 11,89 \times 2}{8} = 59 \text{ cm} > 47,87 \text{ cm.}$$

4.5. Trazado de las barras

Se disponen espaciadores, cada 2,40 m, para mantener en posición las barras, coincidiendo uno con el centro de la luz. (Cotas desde el borde inferior de la viga, en cm.).

Sección	Ancl. Sup.	Apoyo A	Ancl. inf.	Apoyo prov. B	0	1	2	3 -	4	1/4 luz	
Distan- cia al apoyo (m)	-0,10	0	0,24	0,35	0,45	0,60	3,00	5,40	7,80	10,20	5,10
Barras											
1-2			12	11,89	11,84	9,74	8,23	7,32	7	8,36	
3			33	32,47	32,21	21,28	13,43	8,67	7	14,10	
4			51	50,11	49,67	31,16	17,88	9,83	7	19,02	
5-6	84	82,51	79	75,99	73,88	44,62	23,72	11,18	7	25,87	
7-8	118	115,99	111,24	107,18	104,34	64,81	36,58	19,64	14	39,49	

4.6. Longitud de barras entre centros de anclajes:

BARRA	1-2	3	4	5-6	7-8
L (Horizontal) (cm)	1.950	1.950	1.950	2.040	2.040
Flecha (cm)	5	26	44	77	104
Desarrollo (cm)	1.950,03	1.950,92	1.952,64	2.047,72	2.054,05

5) FASES DE EJECUCION

- a) Lanzamiento: Peso propio de vigas + pretensado.
- b) Montaje: Hormigones estructurales.
- c) Terminación: Demás cargas permanentes.
- d) Servicio: Sobrecargas.

6) CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES

(Véase figura en punto 2).

6.1. Sección central (1/2 luz)

6.1.1. Fase lanzamiento. –Sección prefabricada. –Características netas:

$$\begin{aligned}
 F_n &= 5.898 \text{ cm}^2 \\
 J_n &= 12.372.095 \text{ cm}^4 \\
 y_n^o &= 70,06 \text{ cm} \\
 y_n^u &= 71,93 \text{ cm} \\
 W_n^o &= 176.572 \text{ cm}^3 \\
 W_n^u &= 171.997 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

6.1.2. Fase montaje.—Sección prefabricada.—Características ideales:

$$\begin{aligned}F_i &= 6.188 \text{ cm}^2 \\J_i &= 13.481.918 \text{ cm}^4 \\y_i^o &= 73,03 \text{ cm} \\y_i^u &= 68,96 \text{ cm} \\W_i^o &= 184.595 \text{ cm}^3 \\W_i^u &= 195.490 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

6.1.3. Fases terminación y servicio.—Sección compuesta.—Características ideales:

VIGA DE BORDE

$$\begin{aligned}F_i &= 7.133 \text{ cm}^2 \\J_i &= 17.031.271 \text{ cm}^4 \\y_i^o &= 64,34 \text{ cm} \\y_i^u &= 77,65 \text{ cm} \\W_i^o &= 264.706 \text{ cm} \\W_i^u &= 219.306 \text{ cm}\end{aligned}$$

VIGA INTERNA

$$\begin{aligned}F_i &= 8.078 \text{ cm}^2 \\J_i &= 19.754.378 \text{ cm}^4 \\y_i^o &= 57,67 \text{ cm} \\y_i^u &= 84,32 \text{ cm} \\W_i^o &= 342.484 \text{ cm}^3 \\W_i^u &= 234.278 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

6.2. Secciones 1/4 luz y 3/4 luz.

6.2.1. Fase lanzamiento.—Sección prefabricada.—Características netas:

$$\begin{aligned}F_n &= 5.898 \text{ cm}^2 \\J_n &= 12.473.157 \text{ cm}^4 \\y_n^o &= 70,21 \text{ cm} \\y_n^u &= 71,78 \text{ cm} \\W_n^o &= 177.632 \text{ cm}^3 \\W_n^u &= 173.767 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

6.2.2. Fase montaje.—Sección prefabricada.—Características ideales:

$$\begin{aligned}F_i &= 6.188 \text{ cm}^2 \\J_i &= 13.145.344 \text{ cm}^4 \\y_i^o &= 72,53 \text{ cm} \\y_i^u &= 69,46 \text{ cm} \\W_i^o &= 181.239 \text{ cm}^3 \\W_i^u &= 189.225 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

6.2.3. Fases terminación y servicio.—Sección compuesta.—Características ideales:

VIGA DE BORDE

$$\begin{aligned}F_i &= 7.133 \text{ cm}^2 \\J_i &= 16.640.601 \text{ cm}^4 \\y_i^o &= 63,90 \text{ cm} \\y_i^u &= 78,09 \text{ cm} \\W_i^o &= 260.406 \text{ cm}^3 \\W_i^u &= 213.075 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

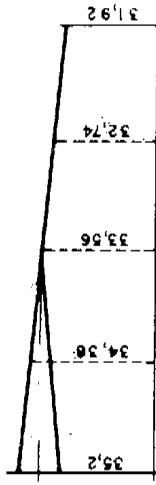
VIGA INTERNA

$$\begin{aligned}F_i &= 8.078 \text{ cm}^2 \\J_i &= 19.322.267 \text{ cm}^4 \\y_i^o &= 57,29 \text{ cm} \\y_i^u &= 84,70 \text{ cm} \\W_i^o &= 337.253 \text{ cm}^3 \\W_i^u &= 228.107 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

7) PERDIDAS POR ROZAMIENTO

CALCULO DE PERDIDAS POR ROZAMIENTO

Pos.	Desvío involuntario α_i		Desvío voluntario α_2		$\gamma = \alpha_i + \alpha_2$	Radian	$\mu \gamma$	$e^{\mu \gamma}$	$\frac{1+e^{\mu \gamma}}{2}$	V_i	V_m	V_f	$\frac{V^{3/4} =}{V_i + V_m} = \frac{V_m + V_f}{2}$
	Largo	α_i	α'	$2 \alpha'$									
-	m	Radian	o	o						-	-	-	Toneladas
1.2	19,50	0,1605	0,58	1,16	0,0203	0,1808	0,047	0,954	0,977	35,20	34,39	33,58	Toneladas
3	19,51	0,1606	3,02	6,04	0,1055	0,2661	0,069	0,933	0,967	35,20	34,04	32,84	Toneladas
4	19,53	0,1607	5,11	10,21	0,1782	0,3389	0,088	0,916	0,959	35,20	33,76	32,24	Toneladas
5.6	20,48	0,1686	8,50	17,01	0,2968	0,4654	0,121	0,886	0,943	35,20	33,19	31,19	Toneladas
7.8	20,54	0,1690	11,42	22,83	0,3984	0,5674	0,148	0,863	0,931	35,20	32,77	30,38	Toneladas
Σ										281,60	268,0	255,38	Toneladas
Promedio										35,20	33,56	31,92	34,38
													32,74



$$\Delta V = V_0 (1 - e^{-\mu \delta})$$

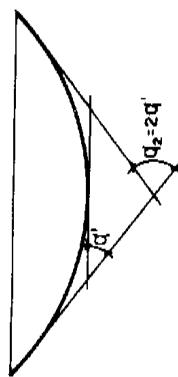
$V_m = V_i \frac{1 + e^{-\mu \delta}}{2}$
$V_f = V_i e^{-\mu \delta}$

$$\mu = 0,26 \quad (\text{BARRAS } \theta = 26 \text{ mm})$$

DESVIDO INVOLUNTARIO:

Separación entre distanciadores 2,40m
 $\beta = Q_1 0,00823 \text{ radianes/metro}$

$\alpha \text{ radian} = 0,01745^\circ$



8) PERDIDAS POR FLUENCIA Y RETRACCION

8.1. Datos complementarios

$$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_b = 21.000 \sqrt{210} = 304.319 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6}{304.319} = 6,9$$

$\varphi = 2$ (Coeficiente para pérdidas por fluencia, según hormigón y ambiente).

$\epsilon_s = -12 \times 10^{-5}$ (coeficiente para pérdidas por retracción, según ambiente).

$$k = \frac{7 + 3 \times 2 \text{ meses}}{4 + 6 \times 2 \text{ meses}} = 0,813 \text{ (factor de corrección de } \varphi)$$

8.2. Verificación a 1/2 luz

$$V_o = 33,5 \text{ t}$$

$$\sigma_{z_{v_o}} = 6.309 \text{ kg/cm}^2$$

8.2.1. 1^a etapa (40% de pérdidas):

$$\sigma_{b_{v_o}} = -131,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_g} = 43,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_{v_o}} + \sigma_{b_g} = -88,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{z\varphi} = 0,4 \left[\frac{\epsilon_z E_z + n \varphi (\sigma_{b_{v_o}} + \sigma_{b_g})}{1 - n \frac{\sigma_{b_{v_o}} (1 + \frac{\varphi}{2})}{\sigma_{z_{v_o}}}} \right] = 0,4 \left[\frac{-252 + 6,9 \times 2 \times (-88,46)}{1 - 6,9 \frac{-131,90}{6.309} (1 + \frac{2}{2})} \right]$$

$$\Delta \sigma_{z\varphi} = -457,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{z_{v\infty}} = \sigma_{z_{v_o}} - \Delta \sigma_{z\varphi} = 5.851,81 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas: 7,24%.

8.2.2. 2^a etapa (60% de pérdidas):

$$\sigma_{b_{v_o}} = -122,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_g} = 63,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_{v_o}} + \sigma_{b_g} = -59,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{z_{v_o}} = 5.851,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{z\varphi} = \frac{0,6 \epsilon_s E_z + n \varphi k (\sigma_{b_{v_o}} + \sigma_{b_g})}{1 - n \frac{\sigma_{b_{v_o}} (1 + \frac{k \varphi}{2})}{\sigma_{z_{v_o}}}} = \frac{-0,6 \times 252 + 6,9 \times 2 \times 0,813 (-59,01)}{1 - 6,9 \frac{-122,34}{5.851,81} (1 + \frac{2 \times 0,813}{2})}$$

$$\Delta \sigma_{z\varphi} = -644,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{z_{v\infty}} = 5.207,15 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas: 11,01%.

8.2.3. Pérdida total de ambas etapas, respecto tensión inicial:

$$\frac{(457,19 + 644,66) 100}{6.309} = 17,46\%$$

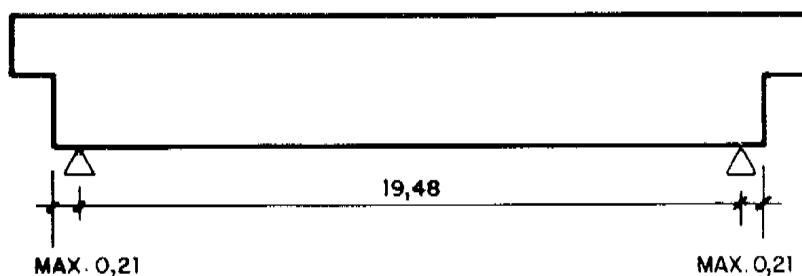
8.3. Verificación a 1/2 luz, con apoyos provisionales (Véase 3.2)

$$V_o = 33,5 \text{ t}$$

$$\sigma_{Z_{V_o}} = 6.309 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b \text{ superior}} = 12,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b \text{ inferior}} = -104,64 \text{ kg/cm}^2$$



8.4. Verificación a 1/4 luz (desde anclaje móvil)

$$V_o = 34,35 \text{ t}$$

$$\sigma_{Z_{V_o}} = 6.467 \text{ kg/cm}^2$$

8.4.1. 1^a etapa (40% de pérdidas):

$$\sigma_{b_{V_o}} = -97,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_g} = 25,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_{V_o}} + \sigma_{b_g} = -72,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{Z\varphi} = 0,4 \left[\frac{-252 + 6,9 \times 2 \times (-72,34)}{1 - 6,9 \frac{-97,39}{6.467} \left(1 + \frac{2}{2}\right)} \right] = -414,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Z_{V_\infty}} = \sigma_{Z_{V_o}} - \Delta \sigma_{Z\varphi} = 6.052,93 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas: 6,40%.

8.4.2. 2^a etapa (60% de pérdidas):

$$\sigma_{b_{V_o}} = -91,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_g} = 37,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b_{V_o}} + \sigma_{b_g} = -54,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Z_{V_o}} = 6.052,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{z\varphi} = \frac{-0,6 \times 252 + 6,9 \times 2 \times 0,813 (-54,14)}{1 - 6,9 \frac{-91,15}{6.052,93} (1 + \frac{2}{2} 0,813)} = -638,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zv\infty} = \sigma_{zv_0} - \Delta \sigma_{z\varphi} = 5.414,57 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas: 10,54%.

8.4.3. Pérdida total de ambas etapas, respecto tensión inicial:

$$\frac{(414,07 + 638,36) 100}{6.467} = 16,27\%$$

8.5. Verificación a 3/4 luz (desde anclaje móvil)

$$V_o = 32,7 \text{ t} \quad \sigma_{zv_0} = 6.156 \text{ kg/cm}^2$$

8.5.1. 1^a etapa (40% de pérdidas):

$$\sigma_{bv_0} = -92,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bg} = 25,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bv_0} + \sigma_{bg} = -67,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{z\varphi} = 0,4 \left[\frac{-252 + 6,9 \times 2 \times (-67,65)}{1 - 6,9 \frac{-92,7}{6.156} (1 + \frac{2}{2})} \right] = -391,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zv\infty} = \sigma_{zv_0} - \Delta \sigma_{z\varphi} = 5.764,05 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas: 6,37%.

8.5.2. 2^a etapa (60% de pérdidas):

$$\sigma_{bv_0} = -86,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bg} = 37,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bv_0} + \sigma_{bg} = -49,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zv_0} = 5.764,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{z\varphi} = \frac{-0,6 \times 252 + 6,9 \times 2 \times 0,813 (-49,78)}{1 - 6,9 \frac{-86,79}{5.764,05} (1 + \frac{2}{2} 0,813)} = -597,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zv\infty} = \sigma_{zv_0} - \Delta \sigma_{z\varphi} = 5.166,84$$

Pérdidas: 10,36%.

8.5.3. Pérdida total de ambas etapas, respecto tensión inicial:

$$\frac{(391,95 + 597,21) 100}{6.156} = 16,07\%$$

9) VERIFICACION DE TENSIONES

COMPRESION (-)

TRACCION (+)

9.1. Sección 1/2 luz

9.1.1. Primera etapa:

SIMPLE NETA	SIMPLE IDEAL	SIMPLE NETA	SIMPLE IDEAL
$F_b = 5.898,16$	$F_b = 6.188,46 \text{ (cm}^2\text{)}$	$W_i = 171.997$	$W_i = 195.490 \text{ (cm}^3\text{)}$
$I = 12.372,095$	$I = 13.481.918 \text{ (cm}^4\text{)}$	$e = 63,18$	$e = 60,21 \text{ (cm)}$
$d_s = 70,06$	$d_s = 73,03 \text{ (cm)}$	$N_o = 33,5$	(t)
$d_i = 71,93$	$d_i = 68,96 \text{ (cm)}$	$N_{\infty} = 31,07$	(t)
$W_s = 176.572$	$W_s = 184.595 \text{ (cm}^3\text{)}$	Pérdidas: 7,24%	

SOLICITACIONES POR	M (m . t)	N _o (inicial)		N _∞ (infinito)	
		$\sigma_s \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_s \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Carga de tesado = N = 8 x x 33,5 = 268 t	-	- 45,44	- 45,44		
Mom. tesado estático = Me =	- 169,3	95,89	- 98,44		
$\Sigma N + Me =$		50,45	-143,88	46,89	-133,45
Mom. peso propio viga = = Mg ₁ =	73,87	- 41,83	42,94		
$\Sigma N + Me + Mg_1 =$	- 95,43	8,62	-100,94		
Mom. peso propio otros ele. estructurales = Mg ₂	25,61	- 13,87	13,10		
$\Sigma N + Me + Mg_1 + Mg_2 =$	- 69,82	- 5,25	- 87,84	- 8,91	- 77,41

9.1.2. Segunda etapa:

En esta segunda etapa no se tesan barras; luego como valores de N y Me se toman los correspondientes a la primera etapa para N_∞.

COMPUESTA IDEAL (1/2 ala) (Viga
de borde)

$$\begin{aligned} F_b &= 7.133,46 \text{ (cm}^2\text{)} \\ I &= 17.031.271 \text{ (cm}^4\text{)} \\ d_s &= 64,34 \text{ (cm)} \\ d_i &= 77,65 \text{ (cm)} \\ W_s &= 264.706 \text{ (cm}^3\text{)} \end{aligned}$$

COMPUESTA IDEAL (1/2 ala) (Viga de
borde)

$$\begin{aligned} W_i &= 219.306 \text{ (cm}^3\text{)} \\ e &= 68,9 \text{ (cm)} \\ N_o &= 31,07 \text{ (t)} \\ N_{\infty} &= 27,65 \text{ (t)} \\ \text{Pérdidas: } &11,01\% \end{aligned}$$

SOLICITACIONES POR	M (m . t)	N _o (inicial)		N _∞ (infinito)	
		σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)	σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)
Σ N + Me =		46,79	-133,45	41,64	-118,75
Mom. peso propio viga = = Mg ₁ =	73,87	- 41,83	42,94		
Mom. peso propio otros elem. estructural. = Mg ₂	25,61	- 13,87	13,10		
Mom. otras cargas permanentes = Mg ₃ =	35,04	- 13,23	15,97		
Σ N + Me + Mg ₁ + Mg ₂ + + Mg ₃ =		- 22,14	- 61,44	- 27,30	- 46,72
Mom. máx. sobrecarga = = Ms máx. =	100,93	- 38,12	46,02		
Σ N + Me + Mg ₁ + Mg ₂ + + Mg ₃ + Ms máx. =	66,15	- 60,27	- 15,42	- 65,43	- 0,70

9.2. Sección 1/4 luz

9.2.1. Primera etapa:

SIMPLE NETA	SIMPLE IDEAL	SIMPLE NETA	SIMPLE IDEAL
F _b = 5.898,16	F _b = 6.188,46 (cm ²)	W _i = 173,767	W _j = 189,225 (cm ³)
I = 12.473,157	I = 13.145,344 (cm ⁴)	e = 49,21	e = 46,89 (cm)
d _s = 70,21	d _s = 72,53 (cm)	N _o = 34,34	(t)
d _i = 71,78	d _i = 69,46 (cm)	N _∞ = 32,14	(t)
W _s = 177,632	W _s = 181,239 (cm ³)	Pérdidas: 6,40%	

SOLICITACIONES POR	M (m . t)	N _o (inicial)		N _∞ (infinito)	
		σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)	σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)
Carga de tesado = N = 8 x x 34,34 = 274,72 t		- 46,57	- 46,57		
Mom. tesado estático =Me=	- 128,8	72,51	- 74,13		
Σ N + Me =		25,94	-120,70	24,27	-112,97
Mom. peso propio viga = = Mg ₁ =	55,4	- 31,18	31,88		
Σ N + Me + Mg ₁ =		- 5,24	- 88,82		
Mom. peso propio otros elem. estructurales = Mg ₂	17,90	- 9,87	9,45		
Σ N + Me + Mg ₁ + Mg ₂ =		- 15,12	- 79,37	- 16,78	- 71,64

9.2.2. Segunda etapa:

En esta segunda etapa, no se tesan barras; luego como valores de N y Me se toman los correspondientes a la primera etapa para N_∞ .

COMPUESTA IDEAL (1/2 ala) (Viga de borde)

$$\begin{aligned} F_b &= 7.133,46 \text{ (cm}^2\text{)} \\ I &= 16.640.601 \text{ (cm}^4\text{)} \\ d_s &= 63,90 \text{ (cm)} \\ d_i &= 78,09 \text{ (cm)} \\ W_s &= 260.406 \text{ (cm}^3\text{)} \end{aligned}$$

COMPUESTA IDEAL (1/2 ala) (Viga de borde)

$$\begin{aligned} W_i &= 213.075 \text{ (cm}^3\text{)} \\ e &= 55,52 \text{ (cm)} \\ N_o &= 32,14 \text{ (t)} \\ N_\infty &= 28,75 \text{ (t)} \\ \text{Pérdidas: } &10,54\% \end{aligned}$$

SOLICITACIONES POR	M (m . t)	N _o (inicial)		N _∞ (infinito)	
		σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)
$\Sigma N + Me =$		24,27	-112,97	21,71	-101,05
Mom. peso propio viga = $Mg_1 =$	55,4	- 31,18	31,88		
Mom. peso propio otros elem. estructurales = $Mg_2 =$	17,90	- 9,87	9,45		
Mom. otras cargas permanentes = $Mg_3 =$	26,28	- 10,09	12,33		
$\Sigma N + Me + Mg_1 + Mg_2 + Mg_3 =$		- 26,87	- 59,31	- 29,43	- 47,39
Mom. máx. sobrecarga = $=Ms$ máx. =	77,11	- 29,61	36,18		
$\Sigma N + Me + Mg_1 + Mg_2 + Mg_3 + Ms$ máx. =		- 56,48	- 23,13	- 59,04	- 11,21

9.3. Sección 3/4 luz.

9.3.1. Primera etapa:

SIMPLE NETA

$$\begin{aligned} F_b &= 5.898,16 \\ I &= 12.473.157 \\ d_s &= 70,21 \\ d_i &= 71,78 \\ W_s &= 177.632 \end{aligned}$$

SIMPLE IDEAL

$$\begin{aligned} F_b &= 6.188,46 \text{ (cm}^2\text{)} \\ I &= 13.145.344 \text{ (cm}^4\text{)} \\ d_s &= 72,53 \text{ (cm)} \\ d_i &= 69,46 \text{ (cm)} \\ W_s &= 181.239 \text{ (cm}^3\text{)} \end{aligned}$$

SIMPLE NETA

$$\begin{aligned} W_i &= 173.767 \\ e &= 49,21 \\ N_o &= 32,69 \\ N_\infty &= 30,6 \\ \text{Pérdidas: } &6,37\% \end{aligned}$$

SIMPLE IDEAL

$$\begin{aligned} W_i &= 189.225 \text{ (cm}^3\text{)} \\ e &= 46,89 \text{ (cm)} \\ (t) & \\ (t) & \end{aligned}$$

SOLICITACIONES POR	M (m, t)	N _o (inicial)		N _∞ (infinito)	
		σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)	σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)
Carga de tesado = N = 8 x x 32,69 = 261,5		- 44,33	- 44,33		
Mom. tesado estático = Me =	-122,61	69,02	- 70,56		
Σ N + Me =		24,69	-114,89	23,11	-107,56
Mom. peso propio viga = = Mg ₁ =	55,4	- 31,18	31,88		
Σ N + Me + Mg ₁ =		- 6,49	- 83,01		
Mom. peso propio otros elem. estructurales = Mg ₂	17,90	9,87	9,45		
Σ N + Me + Mg ₁ + Mg ₂ =		- 16,36	- 73,56	- 17,94	- 66,23

9.3.2. Segunda etapa:

En esta segunda etapa no se tesan barras; luego como valores de N y Mc se toman los correspondientes a la primera etapa para N_∞.

COMPUESTA IDEAL (1/2 ala)
(Viga de borde)

$$\begin{aligned} F_b &= 7.133,46 \text{ (cm}^2\text{)} \\ I &= 16.640.601 \text{ (cm}^4\text{)} \\ d_s &= 63,90 \text{ (cm)} \\ d_i &= 78,09 \text{ (cm)} \\ W_s &= 260.406 \text{ (cm}^3\text{)} \end{aligned}$$

COMPUESTA IDEAL (1/2 ala)
(Viga de borde)

$$\begin{aligned} W_i &= 213.075 \text{ (cm}^3\text{)} \\ e &= 55,52 \text{ (cm)} \\ N_o &= 30,6 \text{ (t)} \\ N_{\infty} &= 27,43 \text{ (t)} \\ \text{Pérdidas: } &10,36\% \end{aligned}$$

SOLICITACIONES POR	M (m, t)	N _o (inicial)		N _∞ (infinito)	
		σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)	σ _s (kg/cm ²)	σ _i (kg/cm ²)
Σ N + Me =		23,11	-107,56	20,72	- 96,41
Mom. peso propio viga = = Mg ₁ =	55,4	- 31,18	31,88		
Mom. peso propio otros elem. estructurales = Mg ₂	17,90	- 9,87	9,45		
Mom. otras cargas perma-nentes = Mg ₃ =	26,28	- 10,09	12,33		
Σ N + Me + Mg ₁ + Mg ₂ + + Mg ₃ =		- 28,03	- 53,90	- 30,42	- 42,75
Mom. máx. sobrecarga = = Ms máx. =	77,11	- 29,61	36,18		
Σ N + Me + Mg ₁ + Mg ₂ + + Mg ₃ + Ms máx. =		- 57,64	- 17,72	- 60,03	- 6,57

10) VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE Y DE LAS TENSIONES PRINCIPALES

(Sección de apoyo).

10.1. Solicitaciones

a) *Peso propio viga:*

$$a.1) q = 1,42 \text{ t/m} \rightarrow Q_{pp} = \frac{19,92 \times 1,42}{2} = 14,14 \text{ t}$$

b) *Peso hormigón estructural:*

$$b.1) \text{Losas: } q = 0,392 \text{ t/m} \rightarrow Q = 3,90 \text{ t}$$

$$b.2) \text{Viga transversal: } Q = \frac{1,03}{2} = 0,52 \text{ t}$$

$$\text{Total} = 4,42 \text{ t} = 4,42 \text{ t}$$

c) *Otras cargas permanentes:*

$$c.1) \text{Cenefa: } 0,26 \text{ t/m}$$

$$c.2) \text{Acera y barandilla: } 0,15 \text{ t/m}$$

$$c.3) \text{Columnas y viga barandilla: } 0,06 \text{ t/m}$$

$$c.4) \text{Capa de rodadura: } 0,21 \text{ t/m}$$

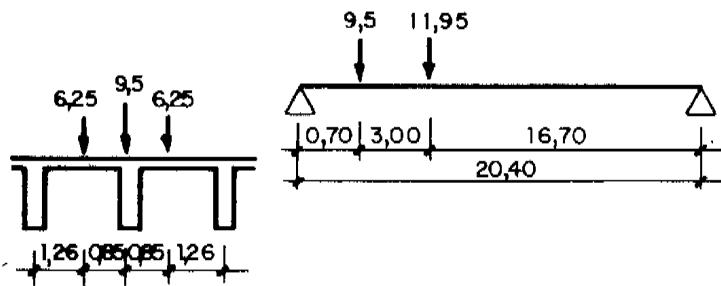
$$\text{Total} = 0,68 \text{ t/m} \rightarrow Q = 6,77 \text{ t}$$

d) *Sobrecargas:*

$$d.1) \text{Sobrecarga uniforme en acera: } 0,17 \text{ t/m} \rightarrow Q = 1,69 \text{ t}$$

$$d.2) \text{Sobrecarga uniforme en calzada: } 0,82 \text{ t/m} \rightarrow Q = 8,17 \text{ t}$$

d.3) Apisonadora (cálculo aproximado):



$$Q = 9,77 \text{ t} + 9,17 \text{ t} = 18,94 \text{ t}$$

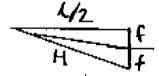
$$\text{Total sobrecargas} = 28,80 \text{ t}$$

Aplicando a estas sobrecargas el coeficiente de impacto, 1,25, resulta:

$$Q = 35,58 \text{ t}$$

$$\text{SOLICITACION TOTAL} = 60,91 \text{ t}$$

e) Componentes de tendones:

TENDON Nº		H (cm)	Carga de tesado (t)	Q (t)	N (t)
	2f (cm)	l/2 (cm)			
1-2	194,48	996	1.014,8	35,2	6,75
3-4	144	996	1.006,4	35,2	5,04
TOTAL				140,8	23,58
					138,78

f) Resumen solicitudes:

$$M \text{ debido a reacción de apoyo: } 60,91 \text{ t} \times 0,24 \text{ m} = 14,62 \text{ m.t}$$

$$M \text{ debido a pretensado: } 138,78 \text{ t} \times (0,3835 - 0,24) \text{ m} = 19,91 \text{ m.t}$$

$$-5,29 \text{ m.t}$$

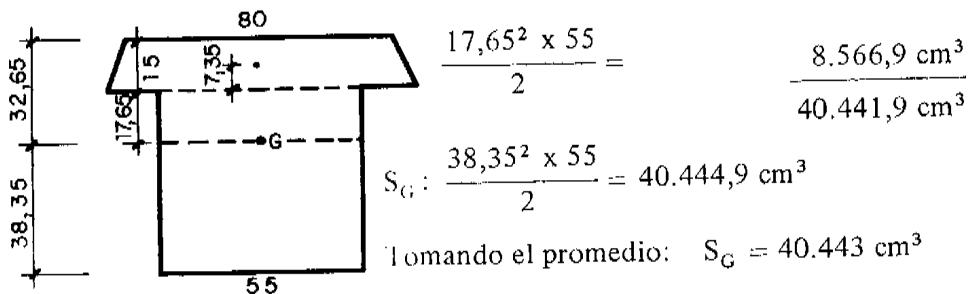
$$Q \text{ debido a reacción de apoyo: } - 60,91 \text{ t}$$

$$Q \text{ debido a pretensado: } \frac{23,58 \text{ t}}{- 37,33 \text{ t}}$$

10.2. Tensiones

Se desprecia la colaboración a esfuerzo cortante del hormigón de la 2^a etapa.

$$S_G : \frac{80 + 90}{2} 15 (17,65 + 7,35) = 31.875 \text{ cm}^3$$



10.2.1. Tensiones principales en el eje baricéntrico:

$$\tau = \frac{Q \times S_G}{J \times b} = \frac{-37,33 \times 40.443}{1.955.770 \times 55} = -0,0141 \text{ t/cm}^2 = -14,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = \frac{N}{F} = \frac{-138,78 \text{ t}}{4.355 \text{ cm}^2} = -0,0319 \text{ t/cm}^2 = -31,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{I-II} = \frac{-31,9}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{31,9}{2}\right)^2 + 14,1^2} = \begin{cases} -37,2 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_{II} \\ +5,3 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_I \end{cases}$$

$$\sigma_I < 0,05 \sigma'_{bK} = 10,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\sigma_{II}| < |0,5 \sigma'_{bK} - 5 \sigma_I| = 78,5 \text{ kg/cm}^2$$

10.2.2. Tensión tangencial de comparación (plano baricéntrico):

$$Q_R = Q_{qu} - Q_p = 1,65 \times 60,91 - 23,58 = 76,92 \text{ t}$$

$$\tau_R = \frac{76,92 \times 40,443}{1.955,770 \times 55} = 0,029 \text{ t/cm}^2 = 29 \text{ kg/cm}^2$$

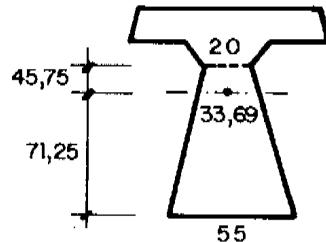
$$\tau_R < \tau_{RLIM} = 0,2 \sigma_{bK} = 42 \text{ kg/cm}^2$$

10.2.3. Tensión tangencial (plano de b mínimo):

El estrechamiento comienza a 1,6 m del apoyo.

Se obtiene el valor del esfuerzo cortante, en forma aproximada, como proporción a las longitudes:

$$Q = \frac{20,4 - 2 \times 1,6}{20,4} \times 76,92 \text{ t} = 64,85 \text{ t}$$



$$S = \frac{71,25}{3} \frac{33,69 + 2 \times 55}{33,69 + 55} \frac{33,69 + 55}{2} 71,25 - \frac{45,75}{3} \frac{33,69 + 2 \times 20}{33,69 + 20} \frac{33,69 + 20}{2} \times 45,75 = 121.575,3 - 25.706,3 = 95.869 \text{ cm}^3$$

$$J = 12.629.393 \text{ cm}^4$$

$$\tau = \frac{64,85 \times 95,869}{12.629.393 \times 20} = 0,0246 \text{ t/cm}^2 = 24,6 \text{ kg/cm}^2 < 42 \text{ kg/cm}^2$$

(Como la diferencia es grande, queda justificado el cálculo aproximado de Q).

11) VERIFICACION A ROTURA

11.1. Alargamiento preliminar del acero

$$\epsilon_{z,o} = \sigma_{z,v_o} \frac{10^3}{E_z} = \frac{5.875,98 \times 10^3}{2,1 \times 10^6} = 2,80\%$$

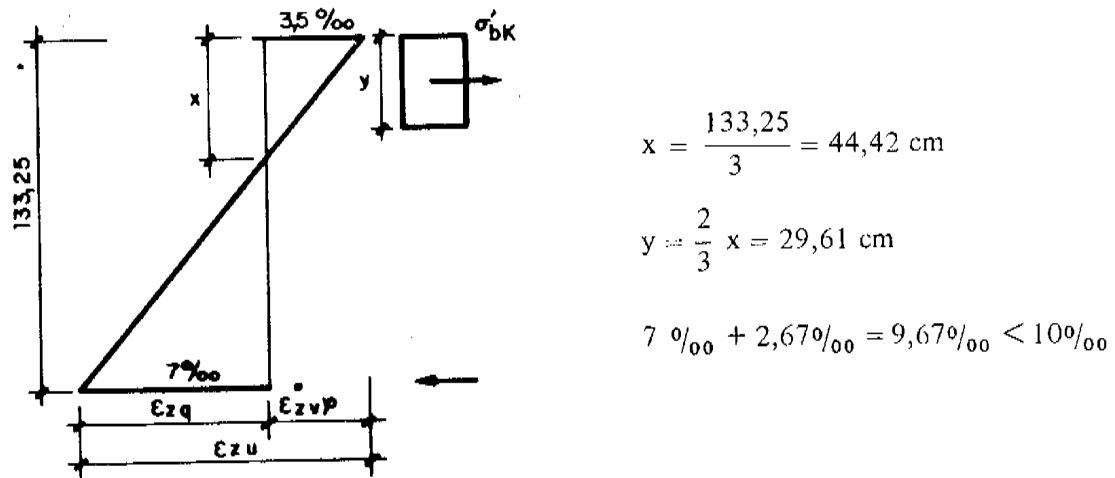
$$\epsilon_{z,\varphi} = -\varphi \sigma_{z,v_o} \frac{10^3}{E_z} = -0,1047 \times 2,8 = -0,29\%$$

$$\epsilon_{z(g+v_o)} = -(\sigma_{b(g+v_o)} \times \frac{n}{E_z}) 10^3 = \frac{59,74 \times 6,32 \times 10^3}{2,1 \times 10^6} = 0,18\%$$

$$\epsilon_{z\varphi(g+v_o)} = -0,1047 \times 0,18 = -0,02\%$$

$$2,67\%$$

11.2. Diagrama de deformaciones límites



11.3. Verificación del hormigón

Se adopta: $y = 15 \text{ cm} \rightarrow Z = 133,25 - 7,5 = 125,75 \text{ cm}$.

$$M_u = 1,75 \times 247,5 = 433,13 \text{ m.t} \quad D_u = \frac{433,13 \text{ m.t}}{1,2575 \text{ m}} = 344,4 \text{ t}$$

$$D_{\text{disp}} = 14 \times 148 \times 0,25 \text{ t/cm}^2 = 518 \text{ t} > 344,4 \text{ t}$$

Luego es admisible.

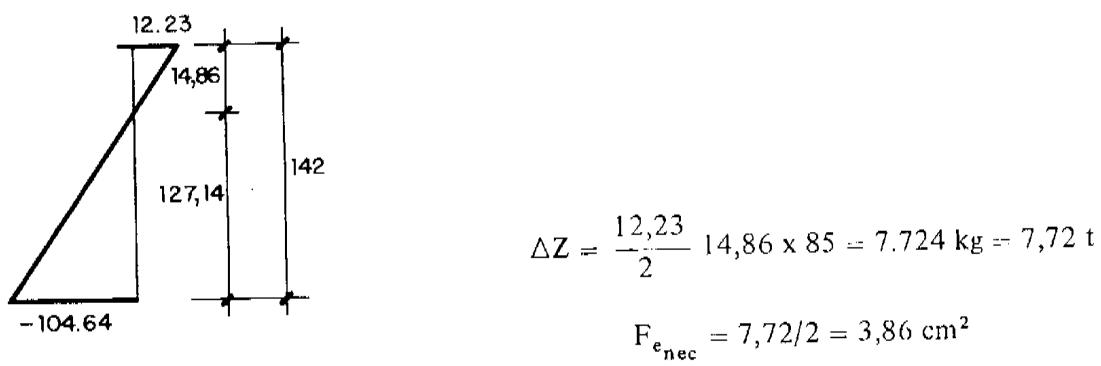
11.4. Verificación del acero

$$Z_{\text{disp}} = 8 \times 5,3 \times 8,5 = 360 \text{ t} > 344,4 \text{ t}$$

Luego es aceptable.

12) ARMADURA PASIVA PARA ABSORCION DE TRACCIONES (Véase 8.3)

En borde superior. Al concluir el tesado (apoyos provisionales):

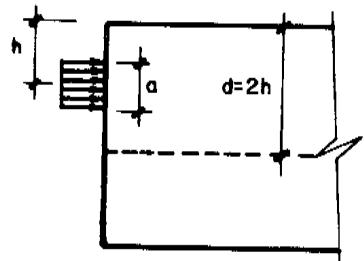
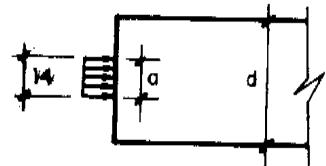
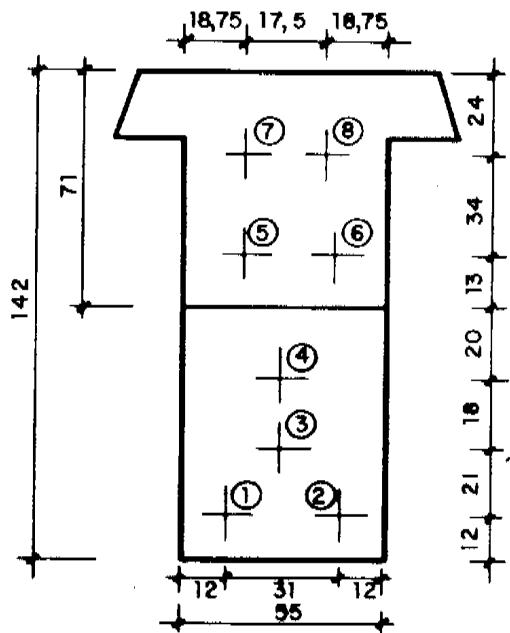


Se disponen 5 φ 10 en borde superior de viga prefabricada.

13) ARMADURA PASIVA EN LA ZONA DE ANCLAJES

$$\text{Fuerza transversal } Z = 0,3 V \left(1 - \frac{a}{d}\right) \text{ (SARGIDUS)}$$

La distancia "y" a los puntos de tensión transversal máxima, se calcula mediante el diagrama de IYENGAR (pág. 308 del LEONHARDT).



13.1. Dirección horizontal

Tendones 1 y 2 (individuales):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \left(1 - \frac{14}{24}\right) = 4,4 \text{ t} \rightarrow 2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{24} = 0,58 \quad \begin{cases} x_{\sigma_o} = 0,22 \times 24 = 5,28 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,45 \times 24 = 10,8 \text{ cm} \end{cases}$$

Tendones 3-4 (individuales):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \left(1 - \frac{14}{55}\right) = 7,87 \text{ t} \rightarrow 3,58 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{55} = 0,25 \quad \begin{cases} x_{\sigma_o} = 0,19 \times 55 = 10,45 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,35 \times 55 = 19,25 \text{ cm} \end{cases}$$

Tendones 5, 6, 7 y 8 (individuales):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \left(1 - \frac{14}{37,5}\right) = 6,62 \text{ t} \rightarrow 3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{37,5} = 0,37 \quad \begin{cases} x_{\sigma_o} = 0,21 \times 37,5 = 7,9 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,39 \times 37,5 = 14,6 \text{ cm} \end{cases}$$

Tendones 5-6 y 7-8 (conjunto):

$$Z = 2 \times 0,3 \times 35,2 \left(1 - \frac{14 + 17,5}{55}\right) = 9,02 \text{ t} \rightarrow 4,1 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14 + 17,5}{55} = 0,57 \quad \begin{cases} x_{\sigma_0} = 0,23 \times 55 = 12,65 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,45 \times 55 = 24,75 \text{ cm} \end{cases}$$

13.2. Dirección vertical

Tendones 1 y 2 (individuales) → igual que para dirección horizontal.

Tendón 3 (individual):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \left(1 - \frac{14}{66}\right) = 8,32 \text{ t} \rightarrow 3,78 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{66} = 0,21 \quad \begin{cases} x_{\sigma_0} = 0,15 \times 66 = 9,9 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,34 \times 66 = 22,4 \text{ cm} \end{cases}$$

Tendón 4 (individual):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \left(1 - \frac{14}{40}\right) = 6,86 \text{ t} \rightarrow 3,12 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{40} = 0,35 \quad \begin{cases} x_{\sigma_0} = 0,19 \times 40 = 7,6 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,35 \times 40 = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Tendones 1 a 4 (conjunto):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \times 4 \left(1 - \frac{53}{71}\right) = 10,71 \text{ t} \rightarrow 4,87 \text{ cm}^2$$

$$\frac{53}{71} = 0,75 \quad \begin{cases} x_{\sigma_0} = 0,24 \times 71 = 17 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,59 \times 71 = 41,9 \text{ cm} \end{cases}$$

Tendones 7-8 (individuales):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \times \left(1 - \frac{14}{48}\right) = 7,48 \text{ t} \rightarrow 3,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14}{48} = 0,29 \quad \begin{cases} x_{\sigma_0} = 0,17 \times 48 = 8,16 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,37 \times 48 = 17,76 \text{ cm} \end{cases}$$

Tendones 5-7 y 6-8 (conjunto):

$$Z = 0,3 \times 35,2 \times 2 \left(1 - \frac{14 + 34}{71}\right) = 6,84 \text{ t} \rightarrow 3,11 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14 + 34}{71} = 0,68 \quad \begin{cases} x_{\sigma_0} = 0,24 \times 71 = 17 \text{ cm} \\ x_{\sigma_{\max}} = 0,47 \times 71 = 33,4 \text{ cm} \end{cases}$$

13.3. Refuerzo para esfuerzo cortante en zona de apoyo

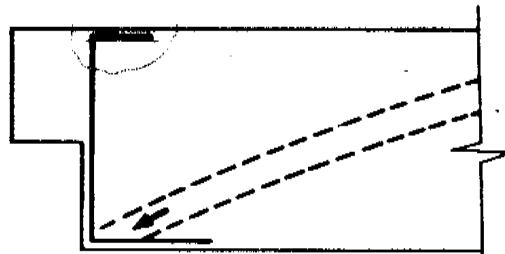
Según se indica en 10.1, f) se tiene:

$$Q \text{ debido a reacción de apoyo} = - 60,91 \text{ t}$$

$$Q \text{ debido a pretensado} = 23,58 \text{ t}$$

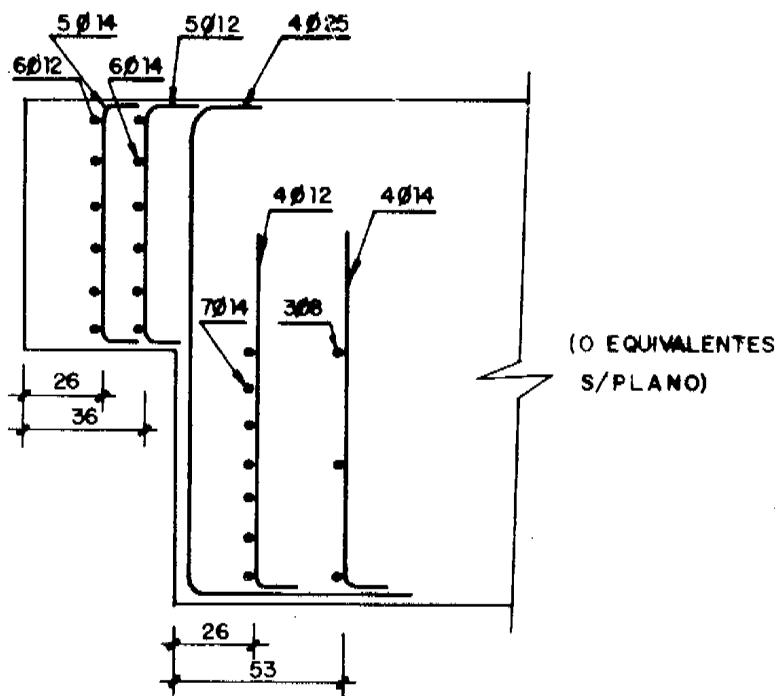
$$\text{Total} = - 37,33 \text{ t}$$

Se considera que la carga llega al extremo de la viga, a través de las bielas de compresión, en su vértice inferior. Es necesario colgar esta carga, de la ménsula de apoyo.

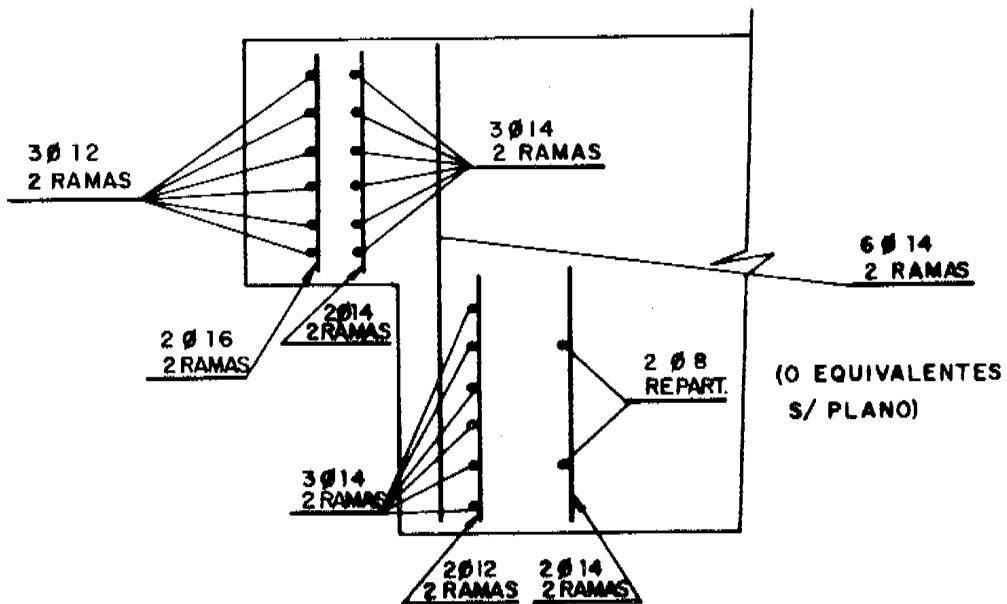


13.4. Variante con estribos abiertos

Calculando la armadura con $\sigma_{adm} = 2t/cm^2$, resulta:

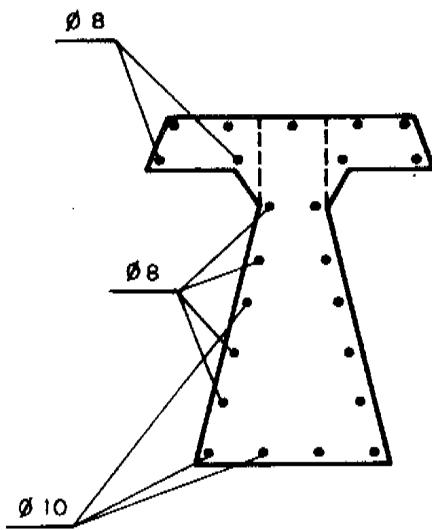


13.5. Variante con estribos cerrados



14) ARMADURA PASIVA ADICIONAL

14.1. Armadura longitudinal



Sección del alma: $4,588 \text{ cm}^2$

Armadura lateral: $0,08\% = 3,67 \text{ cm}^2$

Armadura borde inferior: $0,04\% = 1,84 \text{ cm}^2$

Sección alas: $1,275 \text{ cm}^2$

Armadura de cada una de las cuatro capas (ortogonales, superior e inferior): $0,08\% = 1,02 \text{ cm}^2$.

14.2. Armadura transversal

Aproximadamente:

$$Q_{\max} = \frac{20,4 - 2 \times 1,6}{20,4} \cdot 37,33 = 31,48 \text{ t}$$

τ en zona de estrechamiento:

$$\tau_o = \frac{Q.S}{J.b} = \frac{31,48 \times 95.869}{12.629.393 \times 20} = 0,0119 \text{ t/cm}^2 = 11,9 \text{ kg/cm}^2$$

Para hormigón de $\sigma'_{bK} = 210 \text{ kg/cm}^2$ (según DIN 1045):

$$\tau_{o1} = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{o2} = 18,0 \text{ kg/cm}^2$$

Para cálculo:

$$\tau = \frac{\tau_o^2}{\tau_{o2}} = \frac{11,9^2}{18} = 7,82 \text{ kg/cm}^2$$

Estríbos:

$$\frac{7,82 \times 100 \times 20}{2.400} = 6,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima (anchura en baricentro = 33,7 cm):

$$0,16\% \times 100 \text{ cm} \times 33,7 \text{ cm} = 5,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adoptan estríbos $\phi 10$, c/25 cm.

14.3. Vigas transversales

14.3.1. Viga transversal extrema, pretensada

Como las solicitudes son muy pequeñas, se coloca armadura mínima.

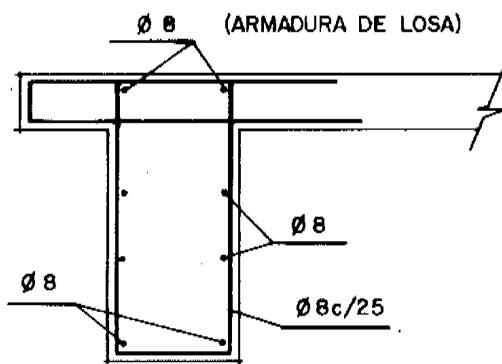
Estríbos:

$$2 \times \frac{0,08}{100} \cdot 100 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8, \text{ c/25 cm } (4,02 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Armadura longitudinal:

Principal (superior e inferior): Se adopta $0,04\% \rightarrow 0,71 \text{ cm}^2$

Lateral: $0,08\%$ en cada cara $\rightarrow 0,35 \text{ cm}^2$



14.3.2. Viga transversal intermedia, pretensada:

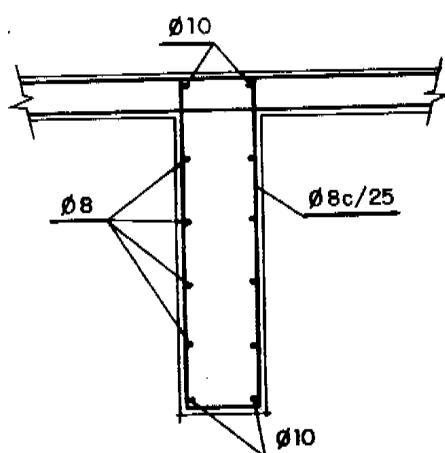
Estríbos:

$$2 \times \frac{0,08}{100} 100 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8, c/25 \text{ cm}$$

Armadura longitudinal:

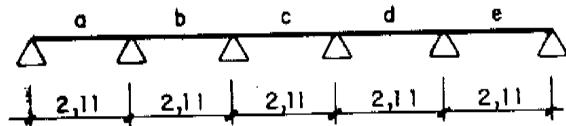
Principal (superior e inferior): Se adopta 0,04% → 1,22 cm²

Lateral: 0,08% en cada cara → 2,44 cm²



15) ARMADURA DE LOSAS

15.1. Momento positivo



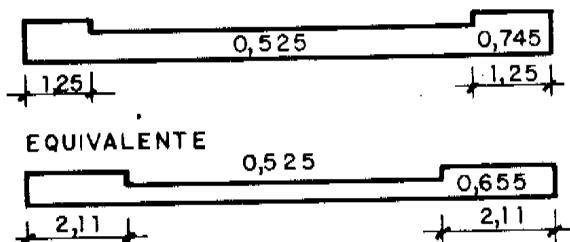
Cargas permanentes:

$$\begin{aligned} \text{Peso propio losa} &= 0,375 \text{ t/m}^2 \\ \text{Capa de rodadura} &= 0,150 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Total} = 0,525 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio losa} &= 0,375 \text{ t/m}^2 \\ \text{Acera} &= 0,370 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Total} = 0,745 \text{ t/m}^2$$



Sobrecargas:

Entre paréntesis se indican los valores que resultan considerando un coeficiente de impacto = 1,4.

Apisonadora:

Descontando sobrecarga uniforme:

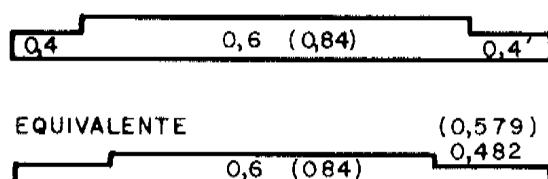
Rueda delantera: $0,8 \times 9,5 = 7,6$ t (10,64 t).

Rueda trasera: $0,8 \times 6,25 = 5$ t (7 t).

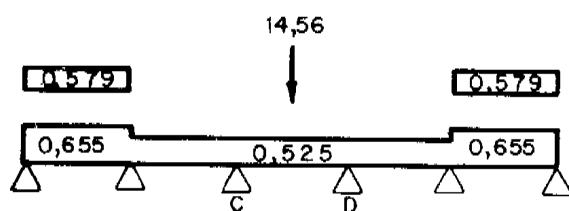
Sin descontar sobrecarga uniforme:

Rueda delantera: $0,8 \times 13 = 10,4$ t (14,56 t).

Rueda trasera: $0,8 \times 8,5 = 6,8$ t (9,52 t).



Momento positivo máximo:



15.1.1. Cargas repartidas:

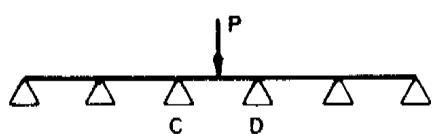
Considerando las combinaciones indicadas en el "BETON CALENDER":

$$M_C = M_D = [-0,079 \times 0,525 + (2 \times -0,039 + 0,057 + 0,035) 0,709] 2,11^2 = -0,140 \text{ m.t/m}$$

$$M_{\text{tramo}} = 0,525 \frac{2,11^2}{8} - 0,140 = 0,292 - 0,140 = 0,152 \text{ m.t/m}$$

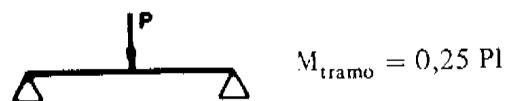
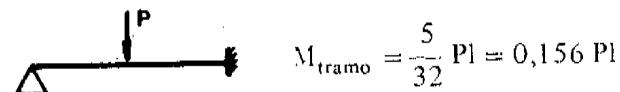
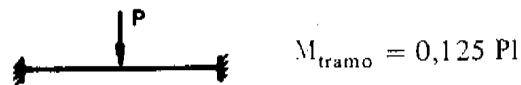
15.1.2. Carga concentrada:

Según tablas del "BETON CALENDER":



$$M_C = M_D = -0,079 \text{ Pl}$$

$$M_{\text{tramo}} = (0,25 + 0,079) \text{ Pl} = 0,171 \text{ Pl}$$



Se hallará el momento de tramo por medio de los diagramas de superficies de influencia de PUCHER, para Δ y Δ (Tablas 1 y 3), y se interpolará el resultado, de acuerdo con el diagrama de la viga continua.

TABLAS 1 y 3

ESCALA: 5 cuadrados (2 cm c/uno) $\rightarrow 2,11 \text{ m}$; o sea: $0,422 \text{ m/cuadro} = 0,211 \text{ m/cm}$.

Improntas:

$$0,25 \times 0,65 \rightarrow 1,18 \times 3,08 \text{ cm} (0,59 \times 1,54 \text{ cuadro})$$

$$0,25 \times 1,35 \rightarrow 1,18 \times 6,40 \text{ cm} (0,59 \times 3,20 \text{ cuadro})$$

Siendo $8 \pi \beta$ el volumen bajo la impronta delimitado por la superficie de influencia:

$$m_x = pl^2 \beta = \frac{pl^2}{8 \pi} 8 \pi \beta = p \frac{2,11 \text{ m}^2}{8 \pi} \times \text{volumen} = 0,177 p \times \text{volumen}$$

TABLA 1 Δ

Ruedas traseras:

$$p = \frac{9,52 \text{ t}}{0,25 \text{ m} \times 0,65 \text{ m}} = 58,59 \text{ t/m}^2$$

$$h_{\text{prom}} = 4,8$$

$$\text{VOL} = 4,8 \times \frac{0,59}{5} \times \frac{1,54}{5} = 0,174$$

$$m_x = 0,177 \times 0,174 \times 58,59 = 1,81 \text{ m.t/m}$$

Rueda delantera:

$$p = \frac{14,56 \text{ t}}{0,25 \text{ m} \times 1,35 \text{ m}} = 43,14 \text{ t/m}^2$$

$$h_{\text{prom}} = 3,3$$

$$\text{VOL} = 3,3 \times \frac{0,59}{5} \times \frac{3,20}{5} = 0,249$$

$$m_x = 0,177 \times 0,249 \times 43,14 = 1,90 \text{ m.t/m}$$

TABLA 3



Ruedas traseras:

$$h_{\text{prom}} = 3,8$$

$$\text{VOL} = 3,8 \times \frac{0,59}{5} \times \frac{1,54}{5} = 0,138$$

$$m_x = 0,177 \times 0,138 \times 58,59 = 1,43 \text{ m.t/m}$$

Rueda delantera:

$$h_{\text{prom}} = 1,5$$

$$\text{VOL} = 1,5 \times \frac{0,59}{5} \times \frac{3,20}{5} = 0,113$$

$$m_x = 0,177 \times 0,113 \times 43,14 = 0,87 \text{ m.t/m}$$

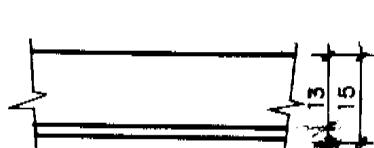
15.1.3. Momentos definitivos:

$$\begin{aligned} \text{Ruedas traseras: } & 1,43 + (1,81 - 1,43) \frac{0,171 - 0,156}{0,25 - 0,156} = 1,43 + 0,38 \times 0,16 = \\ & = 1,49 \text{ m.t/m} \end{aligned}$$

$$\text{Rueda delantera: } 0,87 + (1,9 - 0,87)0,16 = 1,03 \text{ m.t/m}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 1,67 + 0,15 = 1,82 \text{ m.t/m}$$

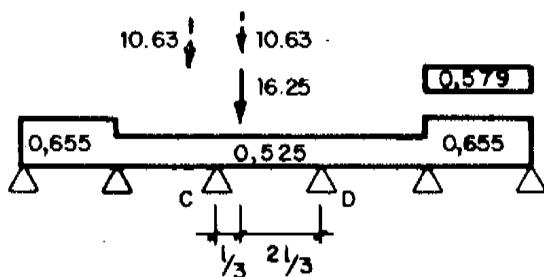
15.1.4. Armadura necesaria en tramo:



$$k_h = \frac{h}{\sqrt{M_e/b}} = \frac{13}{\sqrt{1,49/1}} = 10,65$$

De tabla: $k_e = 0,445$

$$F_e = \frac{M}{h} k_e = \frac{1,49}{0,13} 0,445 = 5,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

15.2. Momento negativo máximo (M_C):

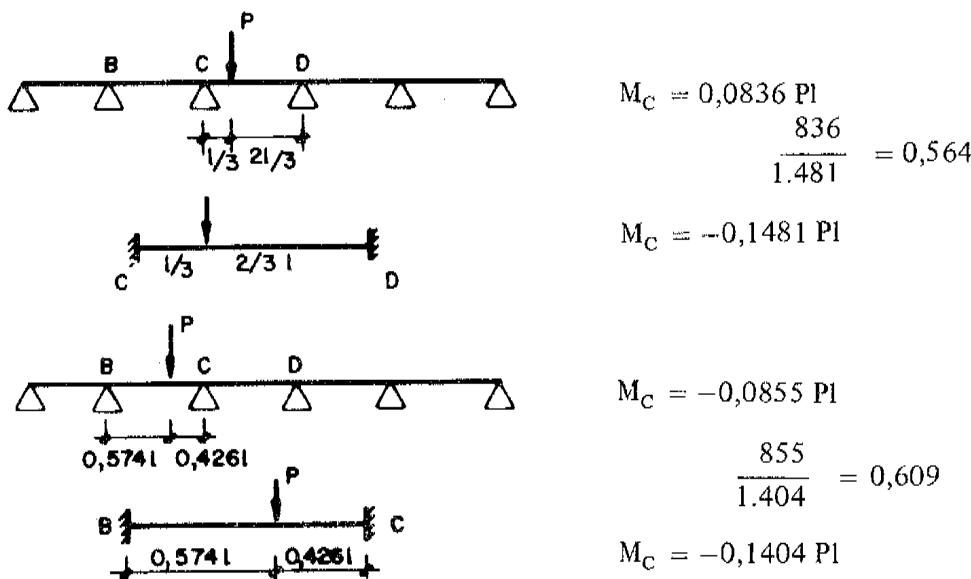
(Dos alternativas para carga concentrada).

15.2.1. Cargas repartidas:

$$M_C = [-0,079 \times 0,525 + (2x - 0,039 + 0,057 + 0,035) 0,13 + (-0,039 + 0,035) 0,579] \\ 2,11^2 = -0,187 \text{ m.t/m}$$

15.2.2. Carga concentrada:

TABLA 8.



Ruedas traseras (una a cada lado de la viga):

$$(0,574 l) h_{\text{prom}} = 5 \rightarrow m_x = 1,88 \text{ m.t/m} \rightarrow 1,88 \times 0,609 = 1,15 \text{ m.t/m}$$

$$(0,333 l) h_{\text{prom}} = 6 \rightarrow m_x = 2,26 \text{ m.t/m} \rightarrow 2,26 \times 0,564 = 1,27 \text{ m.t/m}$$

$$\text{Total} = 2,42 \text{ m.t/m}$$

Rueda delantera:

$$h_{\text{prom}} = 5,2 \rightarrow m_x = 3,34 \text{ m.t/m} \rightarrow 3,34 \times 0,564 = 1,88 \text{ m.t/m}$$

15.2.3. Momento total:

$$2,42 + 0,19 = 2,61 \text{ m.t/m. Con } 15\% \text{ reducción} \rightarrow 2,22 \text{ m.t/m}$$

15.2.4. Armadura necesaria en el apoyo:

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{Me/b}} = \frac{13}{\sqrt{2,22/1}} = 8,73; \quad k_e = 0,455$$

$$F_e = \frac{2,22}{0,13} \times 0,455 = 7,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

15.3. Momento longitudinal:

Ruedas traseras: $M + \dots - h_{\text{prom}} = 3,2 \rightarrow m_y = 1,21 \text{ m.t/m}$

$M - \dots - h_{\text{prom}} = -0,5 \rightarrow m_y = -0,21 \text{ m.t/m}$

Rueda delantera: $M + \dots - h_{\text{prom}} = 2,2 \rightarrow m_y = 1,41 \text{ m.t/m}$

$M - \dots - h_{\text{prom}} = -0,45 \rightarrow m_y = -0,29 \text{ m.t/m}$

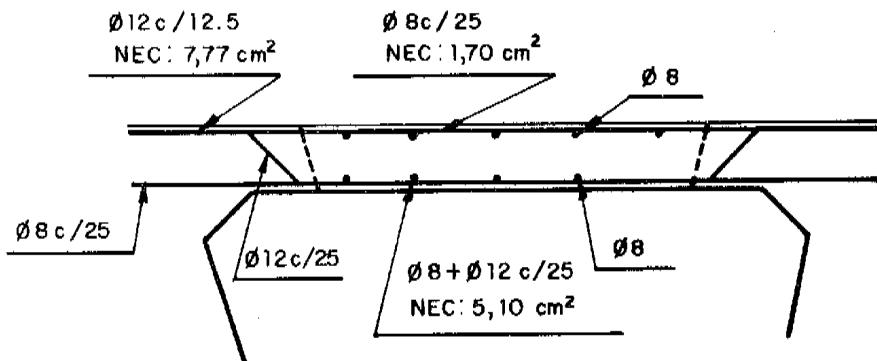
$1,41 \text{ m.t/m} \rightarrow k_h = 10,95 \rightarrow k_e = 0,445 \rightarrow 4,83 \text{ cm}^2/\text{m}$ (*)

$-0,29 \text{ m.t/m} \rightarrow k_h = 24,10 \rightarrow k_e = 0,430 \rightarrow 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$

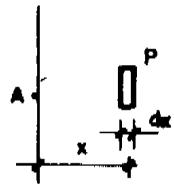
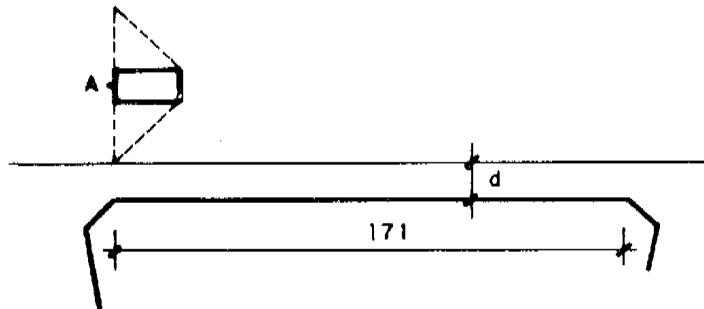
(*)Corresponde a un pico localizado bajo ruedas. Por distribución, se puede reducir.

15.4. Armadura adoptada:

(Mínimos, según DIN 1045: 0,08% → 1,2 cm²/m)



15.5. Verificación a esfuerzo cortante en losas:



$$\frac{171 - x}{171} P, \text{ llega al apoyo A con un ancho} = t + 5d + x = 100 \text{ cm} + x.$$

Si $P = q dx$, el esfuerzo cortante en la línea de apoyo es:

$$\frac{q dx}{100 + x} \frac{171 - x}{171};$$

y para toda la rueda:

$$\begin{aligned} \int_0^{x_{\max}} \frac{q}{171} \frac{171 - x}{100 + x} dx &= q \int_0^{x_{\max}} \frac{dx}{100 + x} - \frac{q}{171} \int_{100}^{x_{\max}+100} dx + q \frac{100}{171} \int_{100}^{x_{\max}+100} \frac{dx}{x} = \\ &= q \left[\ln \frac{100 + x_{\max}}{100} - \frac{x_{\max}}{171} + \frac{100}{171} \ln \frac{100 + x_{\max}}{100} \right] = \\ &= \frac{q}{171} [271 \ln \frac{100 + x_{\max}}{100} - x_{\max}] \\ \text{Ruedas traseras: } (0,2125 \text{ t/cm}) \rightarrow \frac{0,2125}{171} [271 \ln \frac{100 + 50}{100} - 50] &= 0,0744 \text{ t/cm} \end{aligned}$$

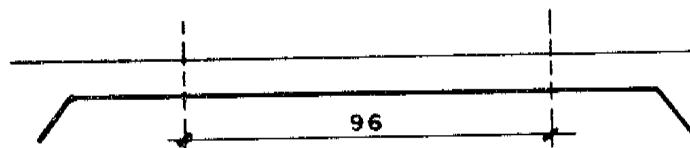
Por consiguiente: $\tau = 6,58 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Rueda delantera: } (0,1354 \text{ t/cm}) \rightarrow \frac{0,1354}{171} [271 \ln \frac{100 + 120}{100} - 120] = 0,0742 \text{ t/cm}$$

Por consiguiente: $\tau = 6,56 \text{ kg/cm}^2$.

Con peso propio, τ aumenta de 6,58 a 6,98 kg/cm^2 .

Tomando un punto más alejado del apoyo:



Rueda trasera:

$$(0,2125 \text{ t/cm}) \rightarrow \frac{0,2125}{96} [196 \ln \frac{100 + 50}{100} - 50] = 0,0652 \text{ t/cm}$$

$$\text{Peso propio losa y capa de rodadura:} = 0,0025 \text{ t/cm}$$

$$\text{TOTAL} = 0,0677 \text{ t/cm}$$

Por consiguiente: $\tau = 5,99 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_{adm} \approx 5,5 \text{ kg/cm}^2$, según DIN, y $10,5 \text{ kg/cm}^2$, según PRAEH.

16) DEFORMACIONES ORIGINADAS POR EL TESADO DE LAS ARMADURAS

$$\sigma_{bK} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad E_b = 304.319 \text{ kg/cm}^2$$

16.1. Deformación del acero:

$$\Delta l = \frac{\sigma_m \times l}{E_a} \quad E_a = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Nº del tendón	1-2	3	4	5-6	7-8
Longitud (cm)	1.950,03	1.950,92	1.952,64	2.047,72	2.054,05
σ_m (kg/cm ²)	6.477,3	6.411,4	6.358,7	6.251,3	6.172,2
Δl (cm)	6,01	5,96	5,91	6,10	6,04

16.2. Deformación adicional por roscas:

$$0,1 \frac{\text{cm}}{\text{barra}} \times 2 \text{ barras} = 0,2 \text{ cm}$$

16.3. Deformación del hormigón:

$$\Delta l_b = \frac{l \times \sigma_m}{E_b}$$

Área sección típica: 5.898,16 cm².

Área sección ensanchada: 8.260 cm².

Fuerza media de pretensado: 8 x 33.500 kg = 268.000 kg.

$$\Delta l_b = \frac{1.782 \times 268.000}{304.319 \times 5.898,16} + \frac{278 \times 268.000}{304.319 \times 8.260} = 0,30 \text{ cm}$$

PATOLOGIA: Reparación de un Forjado Reticular

Por Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe del Departamento de Patología de las Estructuras
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA)

*A mi madre
"in memoriam"*

SINOPSIS

En el presente artículo se expone el sistema empleado para reforzar un forjado reticular que estaba infradimensionado para unas determinadas condiciones de servicio.

Se efectuó un refuerzo pasivo, a base de dos losas de micromigón Prepakt, que transformaron el forjado nervado inicial en una losa aligerada.

INTRODUCCION

Muchas veces se presentan y se resuelven casos en los que es necesario reforzar diversos elementos estructurales, al estar infradimensionados para unas determinadas condiciones de servicio.

El refuerzo se puede necesitar por varias causas como son:

- Utilización del forjado para una sobrecarga de uso superior a la de proyecto.
- Defectos de diseño con armadura insuficiente a flexión, a cortante o a punzonamiento.
- Errores de ejecución.

En el caso que nos ocupa, se detalla el refuerzo de un forjado reticular, en el que se aumentó, mediante el sistema de refuerzo empleado, su capacidad de agotamiento a flexión, a esfuerzo cortante y a punzonamiento. El refuerzo realizado aumentó, al mismo tiempo, la rigidez del forjado, de forma considerable.

Los detalles y fotografías del refuerzo que se expone, se corresponden con un caso real, en el que un error humano de delineación, el forjado se construyó con 25 cm de canto cuando se había calculado con 40 cm.

En este caso, el forjado ya se vio seriamente dañado por el estado de cargas producido durante el proceso constructivo. En efecto, como se expone en las publicaciones (1) a (13) de la bibliografía, todo forjado se encuentra sometido durante el proceso constructivo a unas cargas que varían de 1,7 a 2,3 veces su peso propio, con independencia del peso del cimbrado y del apuntalamiento. Este coeficiente multiplicador del peso propio es función del ritmo de ejecución del forjado, de la curva de endurecimiento del hormigón y del número de plantas apuntaladas. Por esta razón, el estado tenso-deformacional en el forjado superó, en varias zonas del mismo, el régimen elástico. Además, como este estado de cargas lo tuvo el forjado con el hormigón muy joven, es decir, con valores bajos del módulo de elasticidad, se produjeron en el mismo fuertes deformaciones, que se manifestaron en las flechas detectadas que fueron del orden del ochenta-avo de la luz.

Una demostración clara y palpable de que el estado tenso-deformacional en el forjado había superado el régimen elástico, fue su respuesta estructural, manifestada, no sólo por el valor elevado de las flechas medidas, sino por la fisuración observada en la zona de momentos negativos, que es la zona en donde la plastificación fue más importante.

Descripción del refuerzo y del proceso constructivo

La solución adoptada fue una solución pasiva, que consistió en hormigonar dos capas de micromigón Prepakt, por encima y por debajo del forjado que había que reforzar, lo que transformó el forjado nervado inicial en una losa aligerada, como se ve en la figura 1.

Se ha preferido el micromigón Prepakt, por ser un mortero de consistencia fluida, que se coloca por bombeo, que no presenta retracciones iniciales debido a la utilización del aditivo "Instrusion Aid" y que, por el contrario, alcanza elevadas resistencias, del orden de 400 kg/cm² de valor característico.

Se comenzó el refuerzo picando la cara superior del forjado con una máquina Errut para abujardar mecánicamente (véase fotografía 1). Esta máquina tiene cinco (5) coronas dentadas de acero aleado, que van montadas en un chasis sobre ruedas. Las coronas, al ser accionadas por aire comprimido, toman un movimiento de rotación-percusión que levanta la lechada del forjado, dejando los áridos al descubierto. De esta forma, se consigue una superficie limpia e intencionadamente rugosa, como indica el apartado 17.5 del ACI-CODE 318-77.

Una vez limpia y picada la cara superior del forjado, se replantearon los ejes de los nervios. A continuación se hicieron en cada casetón los taladros A y B que se esquematizan en la figura 1 (véase fotografía 2). Para hacer estos taladros se empleó un martillo perforador de roto-percusión, de 22 kgs., con barrenas enterizas, que atravesaba los 5 cms. de la capa de compresión del forjado en unos cinco segundos (véase fotografía 3).

Después, se colocaron los tubos de plástico en los taladros A, tal y como se indica en la figura 1. Estos tubos se introdujeron desde abajo y se sujetaron en el agujero mediante un corte que se les daba a lo largo de una generatriz, lo que permitía disminuir su diámetro.

La etapa posterior consistió en colocar el mallazo inferior del refuerzo de momentos

FIGURA - 1

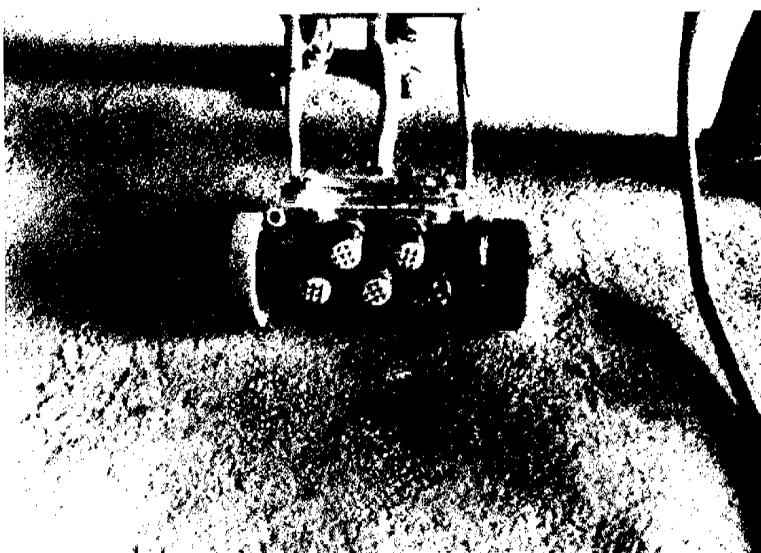
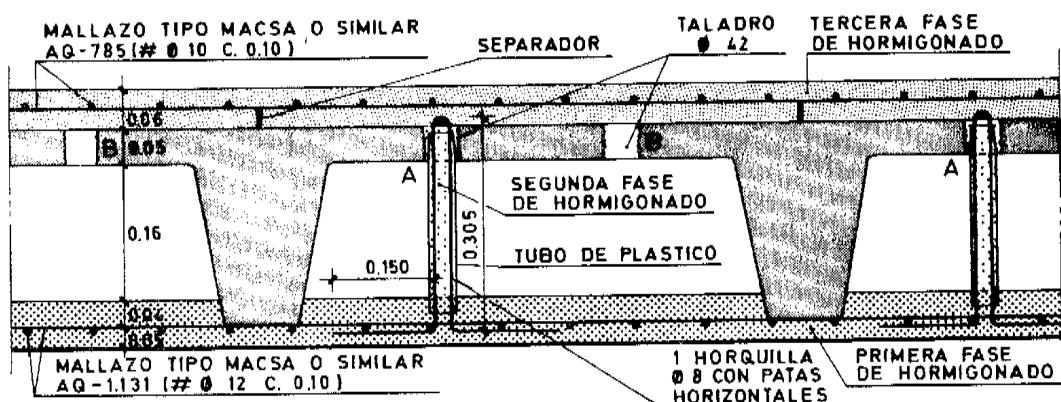


Foto 1.



Foto 2.



Foto 3.



Foto 4.



Foto 5.

positivos. Este mallazo quedó adosado a la cara inferior de los nervios del forjado y se sujetó al forjado mediante un redondo del 8, en forma de U, con patas horizontales, que quedó alojado en el interior del tubo de plástico, tal y como se indica en la figura 1 (véase fotografía 4). Las patas horizontales sujetaban al mallazo contra el forjado, y en el vértice de la U se colocó un tocho, de diámetro adecuado, que haciendo de pasador suspendió al conjunto de la cara superior del forjado (véase fotografía 5).

Una vez dispuesta la armadura inferior, se encofró la capa inferior del micromigón del refuerzo. Debido a las fuertes deformaciones que había tomada el forjado, se estudió un encofrado de forma que siguiese la deformada del forjado, a fin de mantener los espesores de la capa del micromigón inferior que se indican en la figura 1. Para conseguir este fin, se emplearon como encofrado paneles de tablero fenólico, de 2,0 x 1,0 m., rigidizados en los bordes con cuatro (4) tabloncillos de 5,0 x 10,0 cm. Para lograr la estanquidad necesaria del encofrado, estos paneles estaban enmarcados con una junta de goma-espuma adhesiva. Estos paneles se acuñaban, en las cuatro esquinas, sobre un sistema de vigas all-fix, paralelas, con separaciones de 2,0 m., que estaban referidas, mediante puntales regulables, al forjado inferior. De esta forma se consiguió obtener la magnitud de los 5 cm que van, desde la cara inferior del nervio que había que reforzar, hasta la cara inferior del micromigón del refuerzo.

La etapa posterior consistió en hormigonar la capa inferior del micromigón del refuerzo con micromigón Prepakt de consistencia fluida (primera fase de hormigonado). Esta consistencia se mide por el ensayo de Flow-Cone, que consiste en medir el número de segundos que tarda un volumen determinado de la masa en vaciarse por un orificio normalizado. Este método de ensayo se recoge en la bibliografía (14) reseñada al final del artículo.

El hormigonado se efectuó, con bomba, a través de los orificios B, esquematizados en la figura 1, hasta que el nivel del micromigón alcanzó la cota requerida; lo que se comprobó mediante un nivel análogo al que se emplea en los coches para conocer el nivel de aceite en el carter.

Una vez fraguado este mortero, se hormigonó el interior de los tubos de plástico (segunda fase de hormigonado) que se dejaron en los orificios A (véase figura 1), a fin de proteger el ϕ 8 en forma de U que, a partir de ahora, funcionará como armadura de suspensión o de cuelgue. También en esta etapa se hormigonó el taladro que, en la zona de los capiteles, contiene los 2 ϕ 10 en forma de J (véase figura 2) que desempeñan, a partir de ahora, la función de armadura de suspensión o de cuelgue y de armadura de cosido para absorber el esfuerzo rasante que se produce entre las capas de micromigón nuevo y hormigón viejo (apartado 17.5 ACI-CODE 318-77). En esta fase se hormigonaron también los taladros que contienen la armadura de refuerzo del punzonamiento (véase figura 3) y los casetonones que se macizaron, bien sea como refuerzo de cortante o para unir ambas capas de micromigón o/y absorber los rasantes excesivos entre el micromigón nuevo y el hormigón viejo (véase figura 4).

Para terminar el refuerzo se colocó, con interposición de separadores, la armadura de refuerzo superior o de momentos negativos y se hormigonó la capa superior del micromigón (tercera fase de hormigonado).

Refuerzo a flexión

En las dos capas del micromigón nuevo se colocó la sección de armadura suficiente para resistir las cargas con los coeficientes de seguridad adoptados.

Se quiere hacer resaltar que es preciso, muchas veces, armar en dos o más direccio-

FIGURA -2

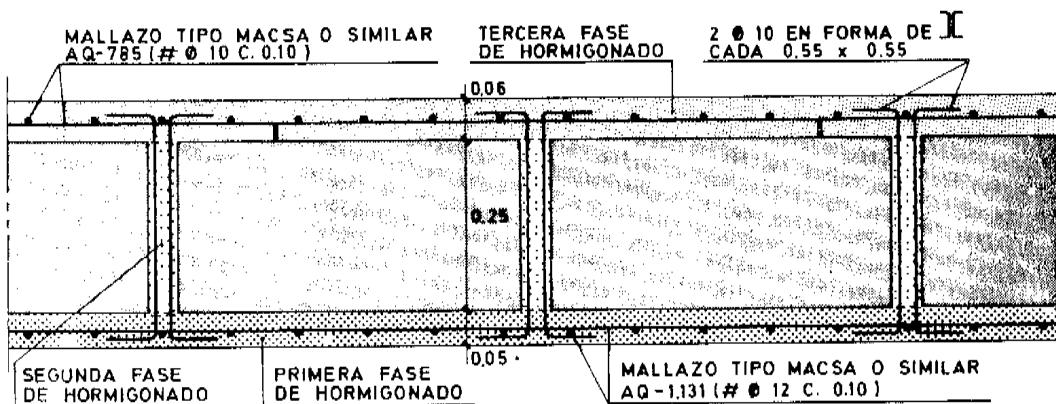
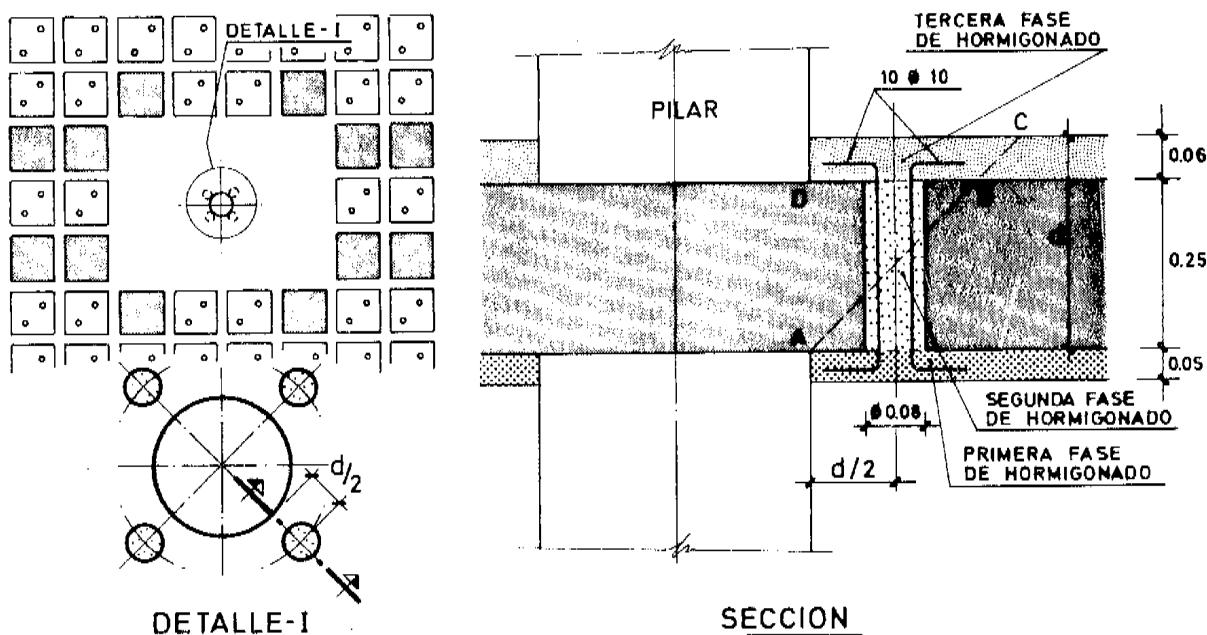


FIGURA -3

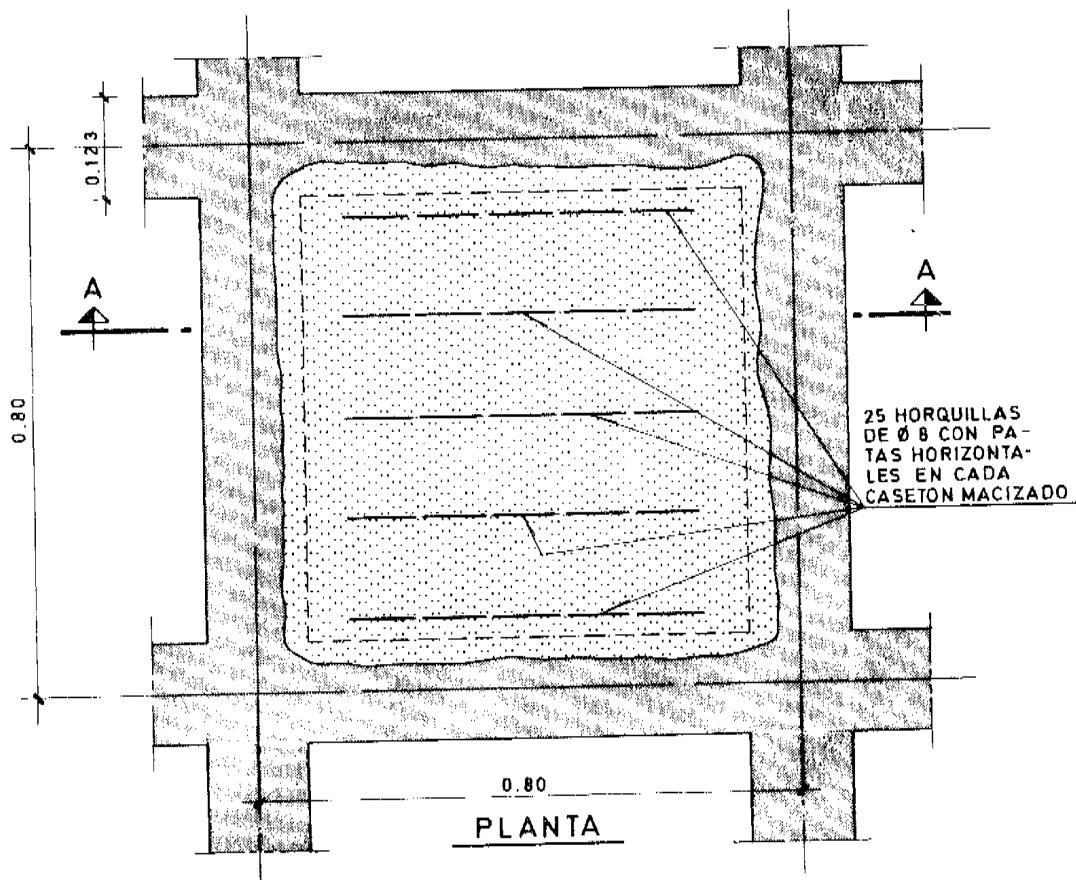
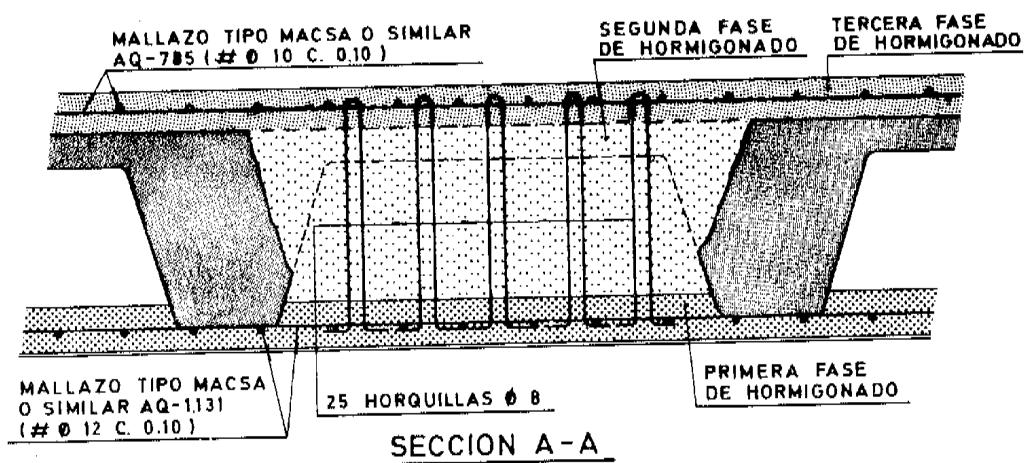


nes, que no coinciden con las direcciones de los momentos principales. En efecto, aunque las direcciones de las armaduras son siempre las mismas, las direcciones de los momentos principales varían de un punto a otro. Esta diferencia, que es muy importante en losas macizas y menos importante en forjados nervados bidireccionales, se tuvo en cuenta con el método propuesto por Bauman o Wood (referencias 15 y 16 de la Bibliografía).

La sección de la nueva armadura de flexión se eligió de forma que se cumplieron a la vez las dos condiciones siguientes:

La armadura nueva, por sí sola, habrá de resistir las solicitudes actuantes, con un coeficiente de ponderación de acciones γ_f mayor o igual que 1,4. La armadura nueva y la existente, habrán de resistir las solicitudes actuantes, con un coeficiente de ponderación de acciones γ_f mayor o igual que 1,8. La primera condición se impuso porque se desconocía el alargamiento remanente que había tomado la armadura del primer forjado, en el proceso de plastificación y redistribución anelástica de esfuerzos. Es decir, se quiso contar poco con dichas armadura porque se temió un exceso de alargamiento en fluencia en algunas zonas del forjado.

FIGURA - 4



La losa aligerada formada por el forjado existente y las dos capas de micromigón nuevo han de deformarse siempre cumpliendo la hipótesis de Navier o de permanencia de las secciones planas. No puede existir deslizamiento relativo entre la capa del micromigón inferior y el forjado primitivo, ya que los nervios bidireccionales de éste quedan enclavados en el micromigón nuevo impidiendo todo deslizamiento relativo entre ambos. Además, el ϕ 8 en forma de U que se introdujo a través de los taladros A (véase figura 1) actúa a modo de armadura de cuelgue o de suspensión, sujetando esta capa e impidiendo su desprendimiento.

El esfuerzo rasante que se produce entre la capa superior del micromigón nuevo y el forjado primitivo se absorbe al dejar la cara superior de este forjado intencionadamente rugosa (apartado 17.5 ACI-CODE 318-77) o rompiendo la capa de compresión del forjado existente y macizando el hueco del casetón correspondiente. De esta manera, además, se une de forma solidaria la capa inferior del micromigón nuevo con la superior (véase fotografía 6). Este macizado se hizo, además, en donde fue preciso reforzar frente a esfuerzo cortante y en toda la superficie del forjado, alternando cuatro casetones no macizados con uno macizado, en las dos direcciones, hecho que aunque técnicamente no era necesario, dejaba el refuerzo muy del lado de la seguridad (véase figura 5).

En la zona de los ábacos o capiteles, además de dejar la superficie intencionadamente rugosa, se dispuso la armadura de cosido mínima o la necesaria, de acuerdo con el apartado 17.5 del ACI-CODE 318-77, para coser el esfuerzo rasante que se produce entre las capas de micromigón nuevo y el forjado antiguo (véase figura 2).

La adherencia del micromigón Prepakt con el hormigón viejo es muy superior al valor mínimo que se da en las normas que se relacionan en las referencias (17) y (18) de la bibliografía. En efecto, los ensayos efectuados al respecto y recogidos en la publicación (19) de la bibliografía, dan valores del esfuerzo rasante en rotura de 15 a 30 kg/cm². Ahora bien, es muy importante humedecer la superficie del hormigón viejo durante unas horas antes del hormigonado. Inmediatamente antes de comenzar el hormigonado, la superficie del hormigón viejo debe estar húmeda, pero sin charcos. De esta forma se consigue una buena adherencia entre ambos hormigones y se impide que el hormigón viejo tome agua del micromigón nuevo, formándose así una película entre ambos hormigones que se corresponde con una capa del micromigón nuevo que no fraguó por falta de humedad.

Refuerzo a cortante

En la figura 5 se ven los casetones que fue preciso macizar en la vecindad de los ábacos, como refuerzo a esfuerzo cortante. Este macizado se extiende hasta que el nervio, con la armadura dispuesta, aguanta por sí solo el cortante existente.

Refuerzo a punzonamiento

En casi todos los pilares fue necesario hacer un refuerzo frente a punzonamiento y entonces se adoptó la solución indicada en la figura 3 (véase también fotografía 7). Normalmente, bastó efectuar cuatro (4) taladros alrededor de cada pilar. Estos taladros tenían unos 8 cm. de diámetro y su eje estaba separado aproximadamente medio canto de la cara del pilar. En cada taladro se dispuso el número necesario de redondos para reforzar la sección crítica de punzonamiento.

La armadura así dispuesta sirve, a la vez, como armadura de punzonamiento, para coser la capa superior y la inferior del micromigón al forjado existente, y para absorber

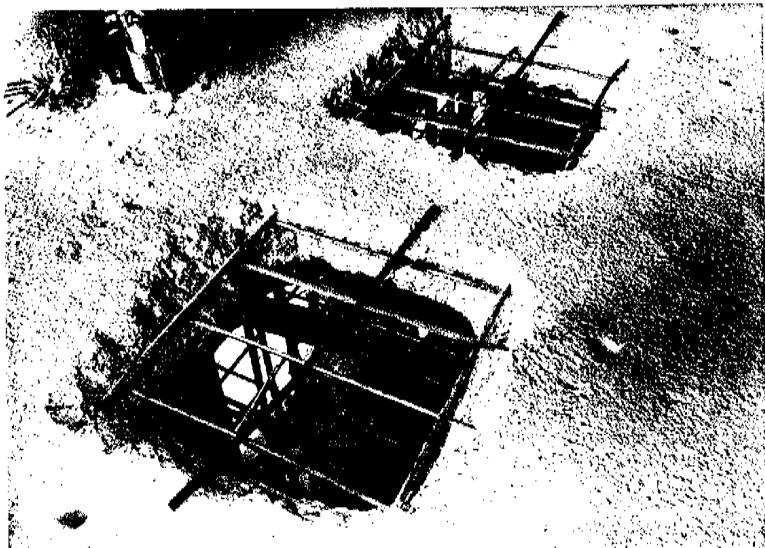


Foto 6.



Foto 7.

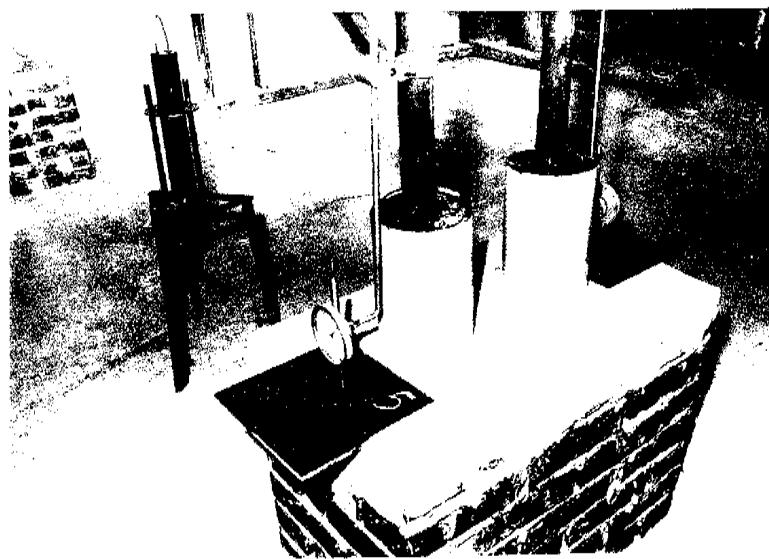


Foto 8.

FIGURA - 5

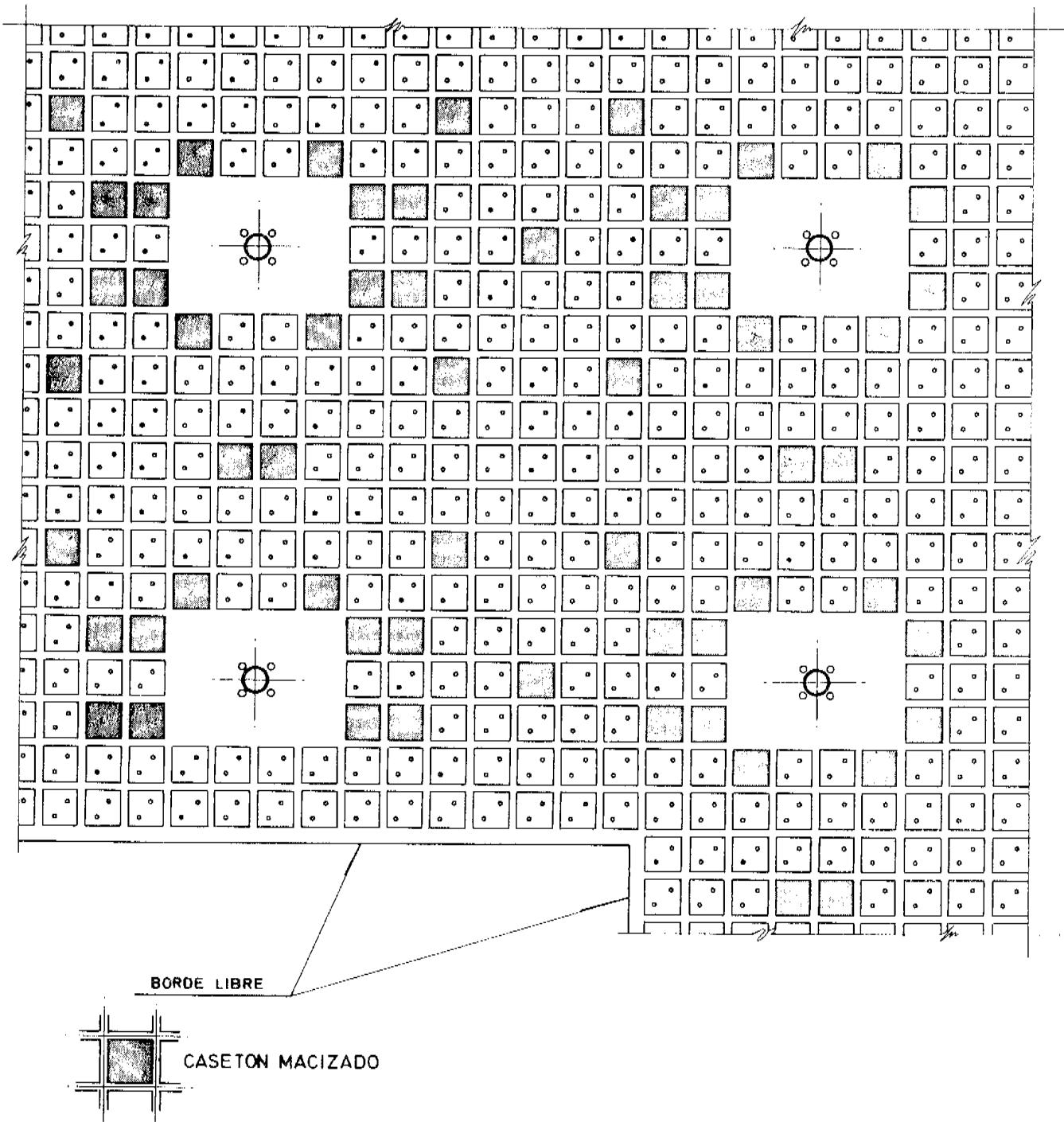
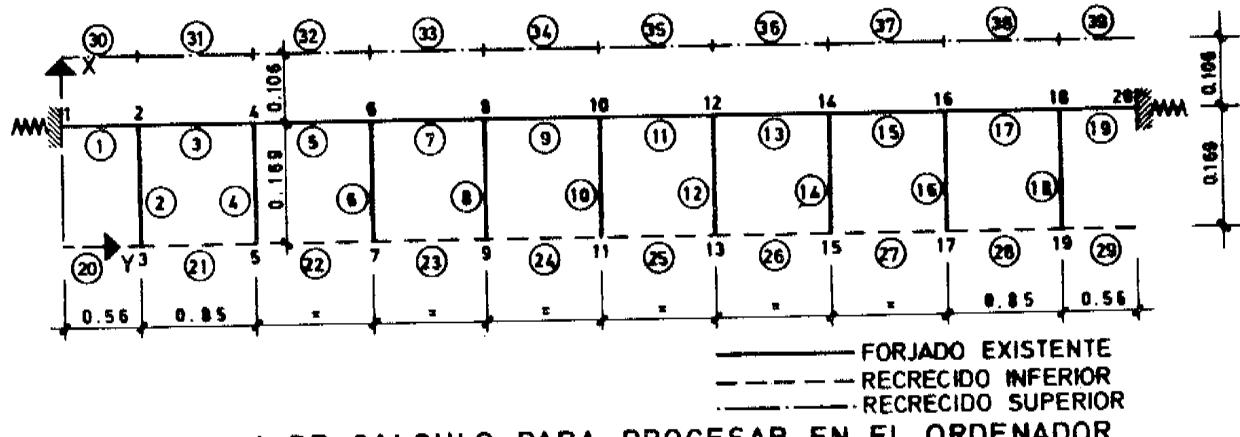
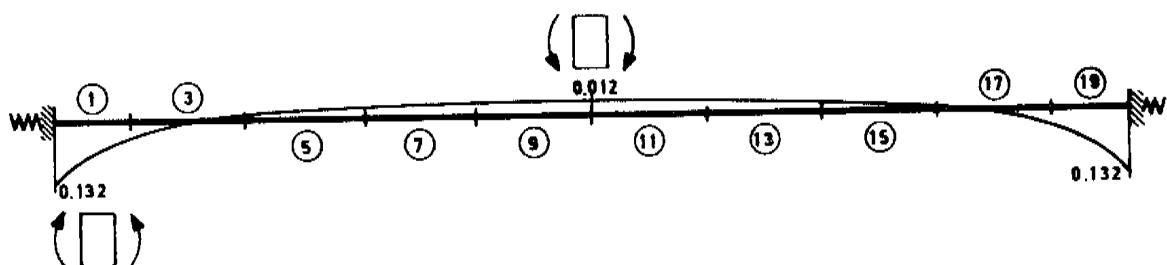


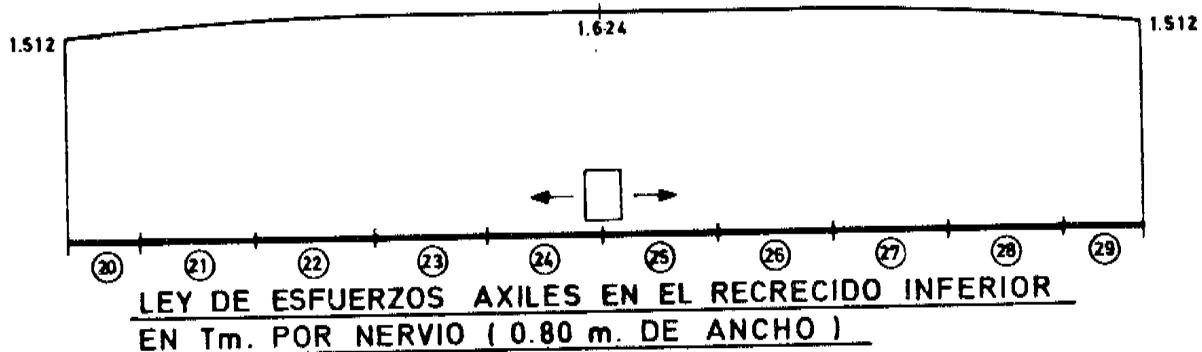
FIGURA - 6



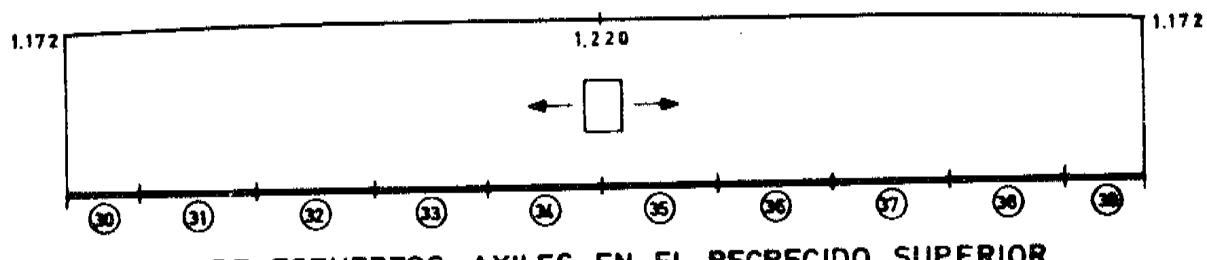
ESQUEMA DE CALCULO PARA PROCESAR EN EL ORDENADOR



LEY DE MOMENTOS FLECTORES EN EL FORJADO
EN m. x Tm. POR NERVIO (0.80 m. DE ANCHO)

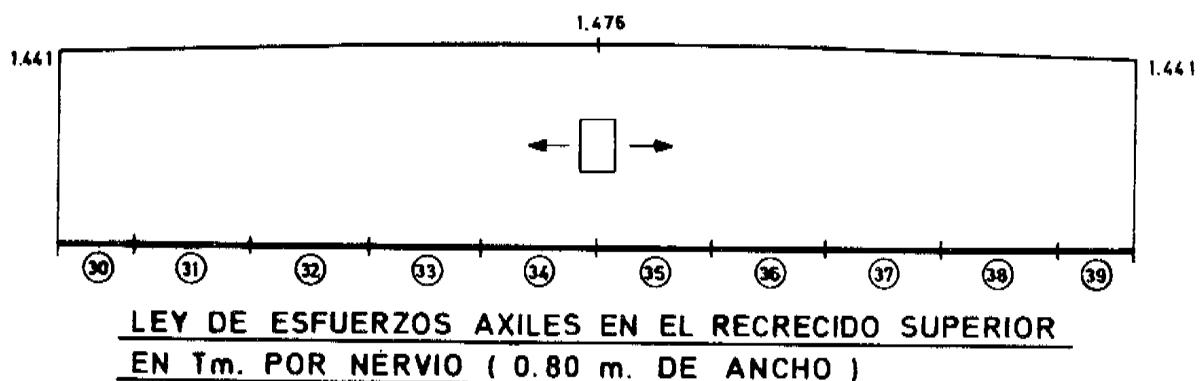
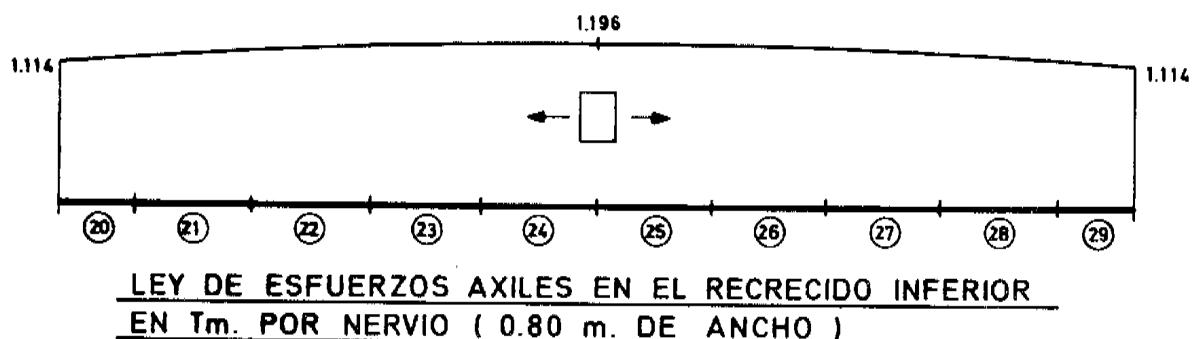
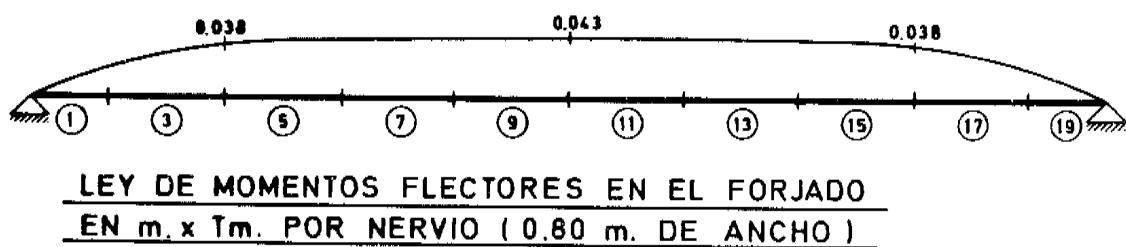
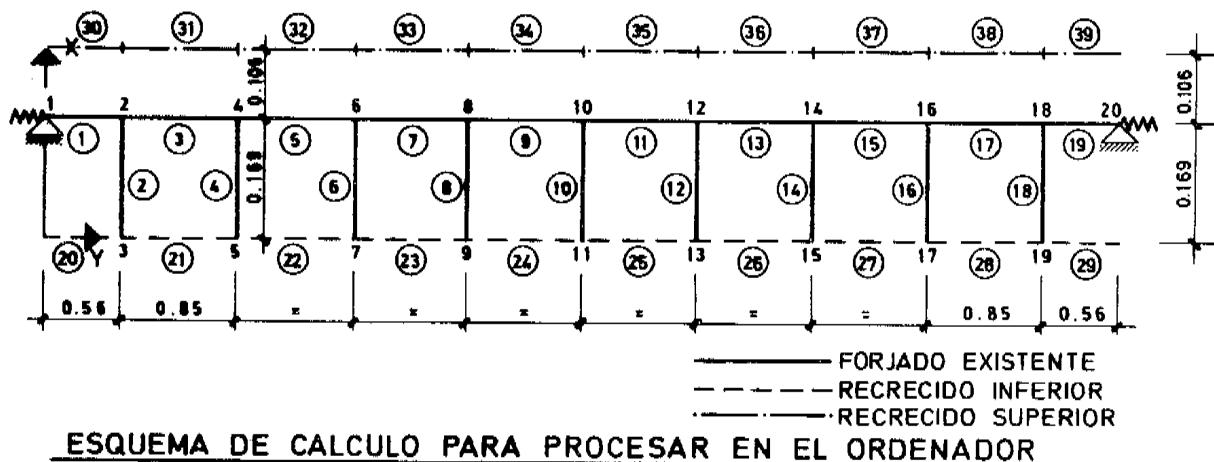


LEY DE ESFUERZOS AXILES EN EL RECRECIDO INFERIOR
EN Tm. POR NERVIO (0.80 m. DE ANCHO)



LEY DE ESFUERZOS AXILES EN EL RECRECIDO SUPERIOR
EN Tm. POR NERVIO (0.80 m. DE ANCHO)

FIGURA - 7



el esfuerzo rasante que se produce entre las capas del micromigón nuevo y el forjado existente. Es decir, esta armadura cose la grieta potencial que se forma a 45° a partir del borde del pilar en su intersección con la cara inferior del forjado existente y obliga a la grieta potencial a extenderse a través de la capa del micromigón superior según la línea ABC, evitando que tome la forma de la poligonal ABD, lo que equivaldría a disminuir el valor del canto útil efectivo (véase figura 3).

Estudio de la Retracción

Para estudiar los esfuerzos que se producen en el forjado y en las capas del micromigón del refuerzo, debidos a la retracción de este micromigón, se ha introducido, con el programa STRUDL del M.I.T., en un ordenador IBM 4331, un nervio tipo. Este nervio se ha dividido en una serie de barras, cuyos nudos coinciden con los puntos de intersección de los nervios transversales, que se simulan mediante la introducción de una serie de barras verticales.

La retracción se simula mediante una serie de barras superpuestas al nervio estudiado, con su excentricidad real, a las que se les da un acortamiento cuyo valor se describe posteriormente.

Se han estudiado tres hipótesis, a saber:

- Hipótesis 1.- Nervio de un solo vano, biempotrado en ambos extremos.
- Hipótesis 2.- Nervio de un solo vano, biapoyado en ambos extremos.
- Hipótesis 3.- Nervio estudiado como viga continua de 3 vanos.

El caso real de cualquier nervio estará comprendido entre los casos descritos en las hipótesis 1 y 2.

Para tener en cuenta la diferente edad de ambos hormigones, cuyo módulo de elasticidad varía a lo largo del tiempo, se deberían hacer una serie de cálculos iterativos hasta tiempo infinito. Ahora bien, como la mayor parte de la retracción se produce cuando el micromigón es joven, se evalúa un valor medio único de su módulo de elasticidad por la expresión $E = 2/3 \cdot 19.000 \cdot \sqrt{150} \cong 150.000 \text{ kg/cm}^2$ y el módulo de elasticidad del forjado existente se estima en:

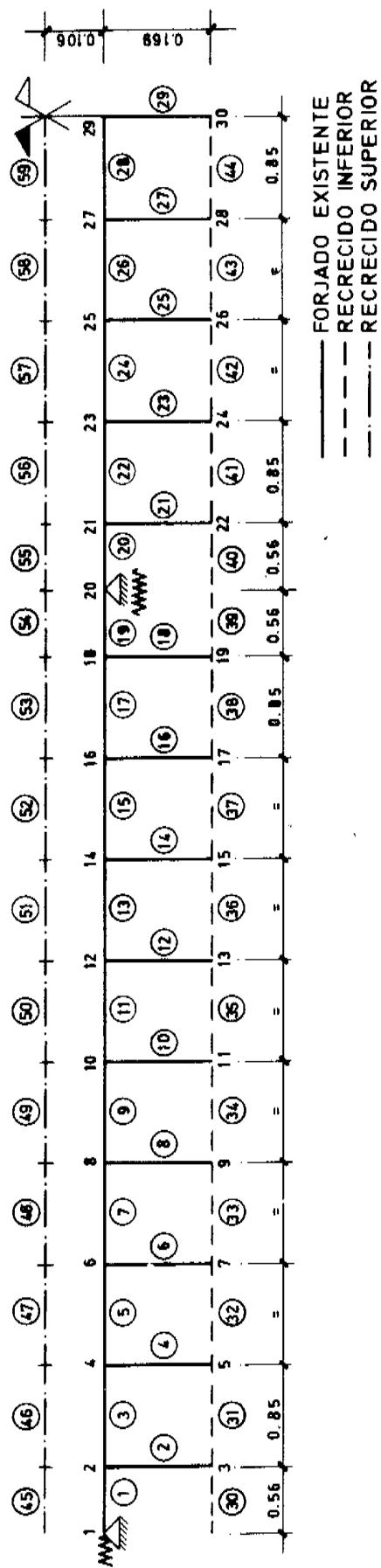
$$E = 2/3 \cdot 19.000 \cdot \sqrt{300} \cong 250.000 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora bien, la retracción es un fenómeno de larga duración que origina unos esfuerzos hiperestáticos en la estructura, cuyo valor se ve reducido por la fluencia del hormigón, como se demuestra en la referencia (20) de la bibliografía.

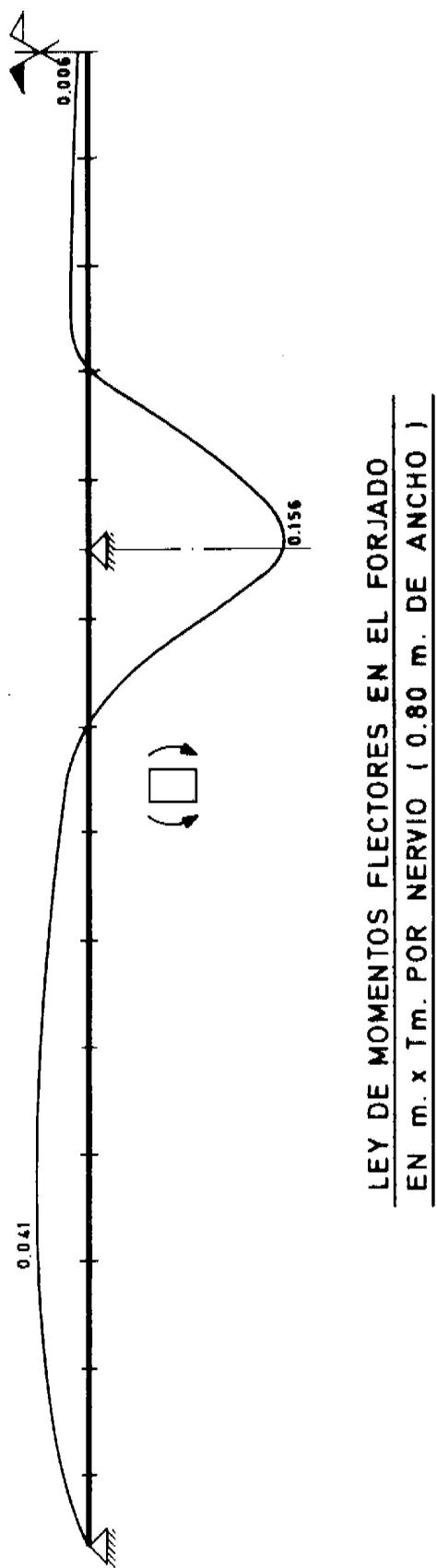
Por lo tanto, el valor de los esfuerzos iniciales se reduce multiplicándose por el valor $(1 - e^{-\varphi})/\varphi$, donde φ es el coeficiente de fluencia del hormigón. Por ello, el valor de la retracción que se ha considerado en los cálculos es el 36,72 por 100 de la retracción del micromigón Prepakt, lo que se corresponde con un valor de φ de 2,5.

El valor del acortamiento debido a la retracción del micromigón Prepakt es inferior al acortamiento por retracción de un hormigón convencional, debido a que el aditivo empleado modifica el fraguado, retrasando el principio y fin de fraguado y prolongando la duración del mismo, con lo que el incremento de temperatura de la masa es inferior al que se produce en un hormigón convencional. Por otro lado, el aditivo empleado produce una

FIGURA - 8 (A)

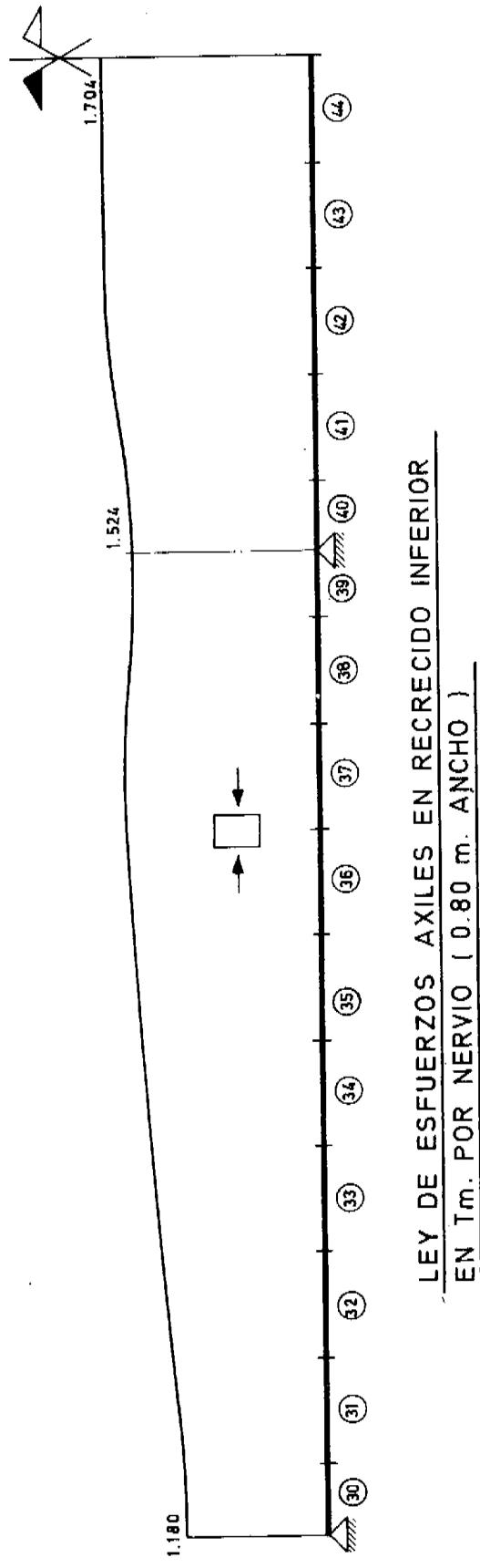
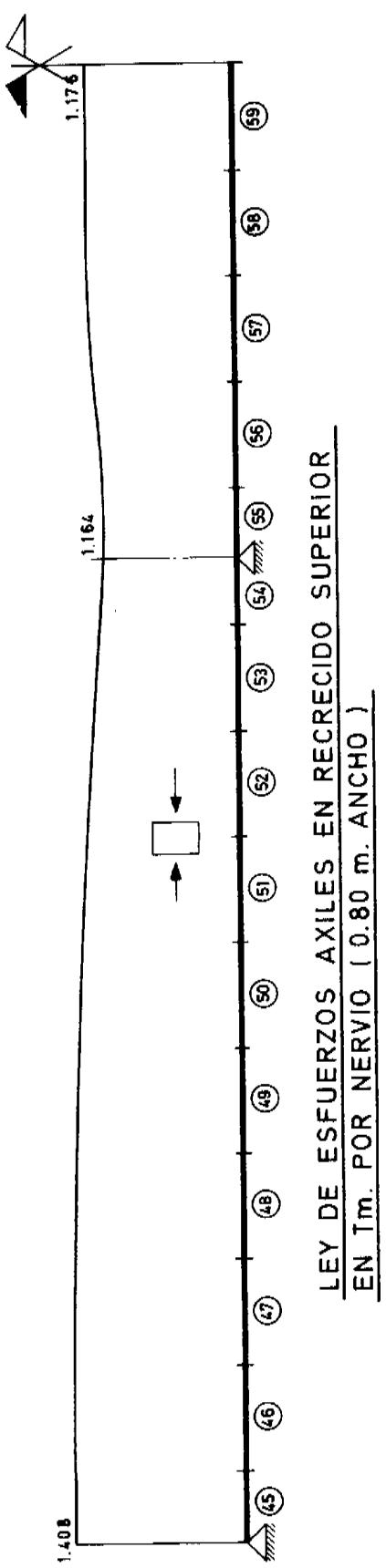


ESQUEMA DE CALCULO PARA PROCESAR EN EL ORDENADOR



LEY DE MOMENTOS FLECTORES EN EL FORJADO
EN m. x Tm. POR NERVIO (0.80 m. DE ANCHO)

FIGURA - B (B)



expansión del micromigón a edades tempranas que se contrarresta con la retracción inicial. El valor de la retracción se ha tomado de las publicaciones reseñadas en las referencias (21) y (22) de la bibliografía y este valor es $1,2 \cdot 10^{-4}$, con lo que el valor adoptado en el cálculo es $4,4 \cdot 10^{-5}$.

En las figuras 6, 7, 8A y 8B, se representan los esquemas de cálculo, los axiles que se producen en las capas del micromigón nuevo y los valores de los momentos flectores en el forjado. Estos valores se han tenido en cuenta al diseñar la armadura del refuerzo, aunque se puede concluir que su influencia es pequeña.

Prueba de carga

Para terminar, se quiere exponer que se realizó una prueba de carga, con la carga característica de cálculo actuando en uno de los recuadros más desfavorables. En esta prueba de carga se recuperó el 97 por 100 de la flecha; y además su valor fue inferior al milavo de la luz.

Los flexímetros utilizados tenían una sensibilidad de 0,01 mm y apreciaban el paso de una persona al caminar por el forjado inferior y no así cuando se transitaba por el forjado de prueba (véase fotografía 8). Este hecho, junto con el valor medido de la flecha, da una idea, cuantitativa y comparativa, de la mayor rigidez del forjado una vez reforzado.

BIBLIOGRAFIA

- (1) Grundy P. and Kabaila A. "Construction Loads on Slabs with Shored Formwork in Multistorey Buildings", Journal American Concrete Institute, Vol 60, No 12, Dic 1963, págs. 1792-1738.
- (2) Hurd M.K. "Formwork for Concrete", Special Publication, No 4, American Concrete Institute, Detroit 1963, págs. 73-116.
- (3) Beresford F.D. "An Analytical Examination of Propped Floors in Flat Plate Construction", Constructional Review, vol. 37, Nov. 74 págs. 16-29.
- (4) Nielsen, Knud E.C. "Loads on Reinforced Concrete Floor Slabs and their Deformations during Construction", Proceedings No 15, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1952.
- (5) Blakey F.A. and Beresford F.D. "Stripping of Formwork for Concrete in Buildings in Relation to Structural Design". Civil Engineering Transactions (Barton) V. CE6, No 2, Oct. 1965, págs. 92-95.
- (6) Taylor P.J. "Effects of Formwork Stripping Time on Deflections of Flat Slabs and Plates", Australian Civil Engineering and Construction, V. 8, No. 2, Feb. 67, págs. 31-35.
- (7) Marosszky M. "Construction Loads Imposed in Multistorey Structures". Civil Engineering Transactions (Barton) V. CE 14, No. 1, Ene. 72, págs. 91-93.
- (8) Agarwal R.K., "An Experimental Investigation of Shoring Systems for High-Rise Flat-Slab Structures", M. S.c, Thesis, Civil Engineering Department, University of Ottawa 72.
- (9) Agarwal R.K. and Gardner, Noel J. "Form and Shore Requirements for Multistory Flat Slab Type Buildings", ACI Journal, Procedings, V. 71, No 11, Nov. 74 págs. 559-569.
- (10) Mohammed Y. Lasisi and Simon F. Ng. "Construction Loads Imposed on High-Rise Floor Slabs" Concrete International, Feb. 79, págs. 24-29.
- (11) R.J. Wheen. "Positive Control of Construction floor Loads in Multistorey Concrete Buildings", Lecturer in Civil Engineering University of Sydney. Regional Conference on Tall Buildings. Madrid Sep. 73.

- (12) Roper H. "The Properties of Concrete Manufactured with Coarse Aggregates of the Sydney Area", Research Report, No R 204, School of Civil Engineering, University of Sydney. Ene. 73.
- (13) Bersford F.D. "Shoring and Reshoring of Floors in Multistorey Buildings", Concrete Institute of Australia, Symposium on Formwork, Abril 71.
- (14) CRD-C 79-58. "Method of Test for Flow of Grout Mixtures (Flow-Cone Method)". Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Pre-pakt Concrete for mass and reinforced concrete structures". Oct. 1951.
- (15) Baumann T. "Design of Reinforcement deviating from the direction of principal stresses". Comité Européen du Béton. Com III. Bending and Compression. Munich. Ene. 75.
- (16) Wood R.H. "The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments". Concrete. Feb. 68.
- (17) Dardare J. "Estudio de los esfuerzos rasantes y el deslizamiento, en los elementos compuestos sometidos a flexión". Traducción de la Monografía núm. 1 publicada por "Centre d'Etudes et des Recherches de l'Industrie du Béton Manufacture", de Francia. Traducción de R. Piñeiro. Hormigón y Acero. No. 121, pág. 23-82.
- (18) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-77). Apartado 17.5: "Horizontal shear Strength".
- (19) Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Pre-pakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Tabla 13. Octubre 1951.
- (20) Leonhardt. "Hormigón pretensado. Proyecto y Construcción". Apartado 12.43. "Reducción por la fluencia de las tensiones debidas a la retracción".
- (21) "Temperature Rise in Block and Shrinkage in Large Block". Págs. 3 y siguientes. Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Pre-pakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Octubre 1951.
- (22) "Temperature Rise of Grout". Págs. B34 y siguientes. Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Pre-pakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Appendix A and Appendix B. Agosto 1964.

LIBROS DEL INSTITUTO EDUARDO TORROJA

- “Razón y ser de los tipos estructurales”; por E. Torroja, Dr. Ingeniero de Caminos (1.400 ptas. o \$ 28.00).
- “Indice de materiales”; por F. Arredondo, Dr. Ingeniero de Caminos (425 ptas. o \$ 8.50).
- “Contribución al estudio de los cementos portland resistentes a los sulfatos”; por F. Soria, Dr. en Química Industrial (200 ptas. o \$ 4.00).
- “Estructuras mixtas. Teoría y práctica”; por J. Martínez Calzón, Dr. Ingeniero de Caminos (940 ptas. \$ 18.80).
- “Ensayos no destructivos. Métodos aplicables a la construcción”; por J. M. Tobio, Dr. en Química Industrial (875 ptas. o \$ 17.50).
- “Jornadas de la industrialización de la construcción” (340 ptas. o \$ 6.80).
- “Edificios de viviendas prefabricadas con elementos de grandes dimensiones”; por B. Lewicki, Prof. Dr. Ingeniero (1.000 ptas. o \$ 20.00).
- “R. J. Neutra. Vida, pensamientos y obra del genial arquitecto” (1.350 ptas. o \$ 27.00).
- “Placas”; por K. Stiglat y H. Wippel, Drs. Ingenieros (925 ptas. o \$ 18.50).
- “Contribución al estudio de la composición óptima de las pastas cerámicas”; por E. Gippini, Dr. en Ciencias Químicas (360 ptas. o \$ 7.20).
- “Protección química de la construcción”; por H. Kölzow, Dr. Químico Diplomado (300 ptas. o \$ 6.00).
- “Hormigón pretensado. Realizaciones españolas”, tomo I (2.000 ptas. o \$ 30.00).
- “Hormigón pretensado. Realizaciones españolas”, tomo II (750 ptas. o \$ 15.00).
- “Láminas de hormigón”; por A. M. Haas, Dr. Ingeniero (1.250 ptas. o \$ 25.00).
- “Endurecimiento rápido del hormigón”; por F. Franjetic (950 ptas. o \$ 19.00).
- “Electrotecnia para obras”; por A. Angulo, Dr. Ingeniero de Caminos (875 ptas. o \$ 17.50).
- “Modelos reducidos. Método de cálculo”; por H. Hossdorf, Ingeniero Civil (1.000 ptas. o \$ 20.00).
- “La presa bóveda de Susqueda”; por A. Rebollo, Dr. Ingeniero de Caminos (1.350 ptas. o \$ 27.00).
- “Acueductos romanos en España”; por C. Fernández Casado, Dr. Ingeniero de Caminos (425 ptas. o \$ 8.50).
- “Prefabricación y edificación tradicional”; por F. Aguirre de Yraola y R. Ramírez Sánchez, Drs. Arquitectos (750 ptas. o \$ 15.00).
- “Maquinaria de Construcción”; por M. Díaz del Rio, Dr. Ingeniero de Caminos (1.400 ptas. o \$ 28.00).
- “Las resinas epoxi en la construcción”; por F. Fernández Cánovas, Dr. Ing. de Construcción (1.100 ptas. o \$ 22.00).
- “Cemento blanco”; por Julián Rezola, Ingeniero Químico (1.700 ptas. o \$ 34.00).
- “Pastas cerámicas”; por Enrique Gippini, Dr. en Ciencias Químicas (2.000 ptas. o \$ 40.00).

NOTAS DE LA F. I. P. N.º 72

(Selección de los trabajos más interesantes)

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE BARCOS DE HORMIGON

INFORME PRELIMINAR SOBRE LA RESISTENCIA DE LOS CASCOS DE HORMIGON FRENT AL FUEGO Y LA EXPLOSION.

Por F.H. TURNER (Inglaterra).

(Mr. Turner presentó este informe en una reunión de la Comisión de la F.I.P., celebrada en septiembre de 1975.

Con posterioridad, el Dr. Anderson, publicó algunos detalles sobre un fuego ocurrido en las inmediaciones de un barco un Tacoma (Notas de la F.I.P., Núm. 67). Cualquier otra información, sobre resistencia al fuego y al impacto de los barcos de hormigón será de sumo interés).

INTRODUCCION

El hormigón no arde, sin embargo la carga de un barco puede incendiarse y si se producen explosiones es preciso tener en cuenta sus efectos.

En período de paz y en el tiempo relativamente corto que se ha dispuesto para la elaboración de este informe preliminar, no se ha producido ningún caso de incendio en una embarcación con casco de hormigón. Contrariamente, bajo las extremas adversas condiciones de guerra o acciones militares, se han obtenido suficientes datos para poder argumentar que, como norma general, el hormigón es un material idealmente adecuado para prevenir estos específicos riesgos.

El orden adoptado para la redacción de este informe ha sido, hacer una exposición general y seguidamente un sumario, por último se facilita la descripción de varios casos reales. A medida que se disponga de más información se espera hacer uso de ella, incluyéndola posteriormente.

EXPOSICION

En el Reino Unido, los bomberos se entrenaen en el Fire Service Technical College (Escuela Técnica del Servicio de Incendios) de Gloucestershire, que fue construída por el Ministerio de la Vivienda. Parte de su estructura, destinada a la realización de ejercicios, tiene la forma de medio barco para contener alrededor de 3.000 toneladas de carga.

Una vez realizado un detallado estudio de los materiales estructurales más adecuados para esta finalidad, se procedió a la construcción de un edificio experimental, en el que se han provocado y extinguido alrededor de un centenar de incendios. Como material más adecuado se decidió utilizar hormigón armado moldeado in situ.

El "barco", denominado "Sir Henry", tiene una superestructura muy real, comprendiendo un castillo sobre cubierta, escotillas de carga, arboladura y chimenea. Bajo cubierta hay dos bodegas, una sala de máquinas, etc. En la Revista "Concrete Quartely", Núm. 102, se hace una descripción del mismo. El hormigón se ha protegido contra el excesivo calor, que pudiera producirse en algunos casos, mediante losetas refractarias. Esta estructura se ha sometido a centenares de ensayos al fuego y lo será en repetidas ocasiones.

Así será posible conocer sin ninguna duda el comportamiento de un barco de hormigón sometido a la acción de un incendio mediante ensayos a escala natural y verdaderamente reales, lo cual, a criterio del autor, es una oportunidad excepcional.

Como ya se ha indicado antes, no se dispone todavía de suficientes datos sobre incendios que afecten a cascos de buques, ocurridos en tiempo de paz. Esto, de hecho es un dato positivo, puesto que parece ser que el hormigón reduce el riesgo de fuegos accidentales. Las chispas virtualmente quedan descartadas, puesto que la conductividad térmica relativamente baja y la alta inercia térmica del material, cuando se utiliza en la práctica, tiende a eliminar las temperaturas extremas, que se llegan a alcanzar más fácilmente en los cascos metálicos.

En el caso que refiere la Historia Núm. 1 se da un ejemplo de prolongada exposición a temperaturas medias de un casco de hormigón. El desconchado del hormigón se produjo al cabo de dos o tres décadas. Su reparación se realizó mediante la aplicación de gunita, no observándose posteriores perturbaciones. El segundo ejemplo, que trata de los efectos de un incendio muy intenso, ocurrió durante la Segunda Guerra Mundial, en el Pacífico. Es digno de tenerse en cuenta que, a pesar de la intensidad del calor, el cargamento, consistente en tres millones de galones de gas-oil y gasolina de alto octanaje, no llegó a inflamarse. Este accidente sucedió el 11 de octubre de 1943.

En el tercer ejemplo se describen los efectos del ensayo realizado en Bikini sobre varios cascos de hormigón; la casi increíble supervivencia de un casco de hormigón anclado a 100 yardas (91 m) del centro de explosión y cargado con fuel-oil (para que la situación fuese más crítica) constituye el testimonio más impresionante que posiblemente pueda requerirse.

Estos tres ejemplos citados se refieren a barcos con cascos de hormigón armado. El cuarto ejemplo trata de los efectos de los ataques con cohetes y bombas a barcas de hormigón pretensado, durante la guerra del Vietnam, y en el que se facilitan detalles tanto en lo que se refiere a importancia de los daños así como los sencillos procedimientos utilizados para realizar su reparación satisfactoria y permanentemente.

Al no disponer de más datos específicamente relativos a fuegos y explosiones en cascos de hormigón, se ha optado por facilitar detalles sobre las previsiones y recomendaciones que aparecen en los códigos e informes, referentes a las construcciones realizadas en tierra.

El Profesor Gerwick aconseja hacer uso especialmente de las "Recomendaciones FIP/CEB para el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado y pretensado resistentes al fuego", elaboradas por la Comisión de la FIP sobre Resistencia al Fuego, de la cual es presidente el Profesor Kordina.

El autor expresa su agradecimiento a todos los que le han facilitado información y colaborado en la recopilación de este informe preliminar. En particular da las gracias a:

Ben C Gerwick Jr.
Arthur R. Anderson
Leonard Jones (Manchester Ship Canal Co).
B Rapo (Lloyds Register of Shipping)
Alfred A Yee (Alfred A Yee & Associates)

CASO Núm. 1

Una de las primeras estructuras flotantes de hormigón que se construyó en Inglaterra fue un pontón de bombeo, para la Manchester Ship Canal Company (Compañía del Canal de Navegación de Manchester). Su botadura se realizó en 1912. En la revista Concrete de julio de 1972 aparece una breve descripción de esta embarcación.

La estación de bombeo montada sobre este pontón funcionó con una caldera de vapor, situada dentro del casco de la embarcación. No se adoptaron precauciones para proteger el hormigón en las inmediatas proximidades de la caldera contra los efectos del calor y, con el transcurso del tiempo se produjeron desconchamientos en el hormigón. Las paredes de la embarcación eran de 7,5 cm de espesor y de 10 cm en el fondo. La armadura estaba constituida por barras de diámetro bastante amplio y el recubrimiento de estas era relativamente pequeño, de 10 a 15 mm. Aún así, a pesar del progresivo desconchado y de la fisuración, el pontón se mantuvo bastante impermeable.

En 1952, después de 40 años de servicio, se sustituyó la caldera y, al mismo tiempo se procedió a reparar las zonas dañadas mediante un tratamiento con gunita. Realmente esta fue la única reparación realizada en el pontón durante todo el tiempo que estuvo en servicio, hasta que se decidió retirarlo del mismo, en 1973.

NOTA DEL REDACTOR

Este pontón fue echado a pique en 1974 para servir de relleno como material de cimentación y así formar uno de los pequeños muelles en Manchester. Todo lo que antecedentemente se ha detallado es de gran interés, pues constituye una demostración de la capacidad de un hormigón armado relativamente delgado para resistir temperaturas poco altas durante décadas. Ejemplos similares se dan en el caso de las paredes de los precipitadores electroestáticos, en donde un hormigón de 10 cm de espesor se le somete durante años por una de sus caras a temperaturas entre 120 y 200°C.

CASO Núm. 2

Durante la Segunda Guerra Mundial la Marina de los Estados Unidos empleó un cierto número de embarcaciones de hormigón para el transporte de petróleo, que servían para el suministro de combustibles a las guarniciones situadas en las zonas de hostilidades. Seguidamente se facilita el extracto de un informe del capitán de una de estas embarcaciones, que fue redactado el 13 de octubre de 1943:

Al realizar el aprovisionamiento de combustible a un escuadrón de Lanchas PT situadas al costado del barco, repentinamente una de ellas se incendió. La situación fue muy peligrosa pues la munición del calibre 20 empezó a explotar; el fuego se propagó a otro barco patrullero y las llamas de éste calentaban intensamente al petrolero. La cubierta y algunas zonas del casco de hormigón alcanzaron temperaturas muy elevadas, desprendiéndose grandes trozos de hormigón. Pese a todo esto el barco no explotó y el incendio pudo dominarse. La carga estaba constituida por millón y medio de galones de gasolina de alto octanaje y la misma cantidad de combustible para motores diesel. El hecho de haber cerrado prontamente las escotillas, que se encontraban abiertas para realizar la operación de abastecimiento y la actuación de los servicios contra incendios, contribuyeron a que el fuego no se propagase a los tanques de combustible y se produjera el desastre total.

NOTA DEL REDACTOR

Este informe, que ha sido amablemente facilitado por Mr. A. R. Anderson, y, particularmente su texto original no precisa aclaración alguna para dar una idea de lo ocurrido.

CASO Núm. 3

Lo que se narra a continuación es un extracto de un artículo de Jim G. Lucas, del equipo de redactores de la cadena Howard de los Estados Unidos. En él se describen los efectos de una bomba de hidrógeno en Bikini, ensayada el 21 de mayo de 1956. El título de este trabajo es el siguiente:

“LOS BARCOS DE HORMIGÓN PUEDEN RESISTIR LA BOMBA ATOMICA”

“Ciento personal de la armada desea saber hoy día si una defensa eficaz contra la bomba atómica puede basarse en la construcción de barcos de hormigón.

En la experiencia de Bikini, dos barcazas de hormigón para el transporte de petróleo y un dique seco de hormigón resistieron la explosión, que hundió cinco barcos y averió por lo menos a sesenta.

Una barcaza, la Núm. 2160, quedó seriamente carbonizada cuando la bomba provocó el incendio de la carga de fuel-oil almacenada en él; sin embargo aparentemente presentaba un buen aspecto con sus cubiertas por encima de la línea de flotación en buen estado.

El otro petrolero y el dique seco, ambos más alejados del centro de explosión no sufrieron daños aparentes. El petrolero Núm. 2160 estaba anclado sólo a 100 yardas del Nevada, blanco de la experiencia. Actualmente los petroleros están siendo remolcados para someterlos a una detallada inspección por el personal dedicado a la construcción naval.

En esta misma zona de blanco, el carguero Independence fue casi destruido por la explosión y los siguientes incendios; los cruceros Pensacola y Salt Lake City aparecieron con las chimeneas y superestructuras

destrozadas y los acorazados Pennsylvania y Arkansas fueron de tal modo arrasados por encima de la línea de flotación que han quedado totalmente inutilizables para el combate naval.

* * *

Después de observar lo ocurrido en Hiroshima y Nagasaki, entre el personal de la armada se despertó un gran interés por los barcos de hormigón. En ambas ciudades se pudo observar, después de ser arrasadas por la explosión nuclear, que los pocos edificios y puentes que permanecieron en pie estaban construidos con hormigón.

En consecuencia, el Almirante W.H.O. Bundy, comandante de la Fuerza de Represalia Núm. 1, aceleró la actuación de los equipos contra incendios sobre el petrolero 2160, tan pronto como fue posible la entrada en la laguna.

NOTA DEL REDACTOR

Se espera que la armada pueda ahora ser capaz de obtener nuevos datos y en este sentido lo realizado constituye, en sí una buena orientación del problema.

* * *

CASO Núm. 4

Un cierto número de barcas de hormigón pretensado diseñadas por Alfred A Yee and Associates Inc, de Honolulu, prestaron un inmejorable servicio durante la guerra del Vietnam. Mr. Yee informa sobre su comportamiento en los siguientes términos: "Nuestras barcas de hormigón han prestado un buen servicio durante nueve años en la guerra del Vietnam y lo han hecho a plena satisfacción por sus especiales características. Algunas de estas barcas sufrieron impactos de cohetes o fueron dañadas por bombas de plástico, reduciéndose estos daños, generalmente, a zonas limitadas de 1 x 2 m en la superficie del casco. En condiciones similares los cascos de acero quedaron afectados en zonas comparativamente más amplias, debido a la relativa flexibilidad de las estructuras de acero. Por ser el casco de hormigón pretensado mucho más rígido es capaz de que los daños se confinen a áreas muy reducidas.

En ningún caso se observaron roturas en los cordones de pretensado, aunque el hormigón resultase destrozado o severamente agrietado. Las reparaciones se realizaron colocando un encofrado impermeable por la parte exterior del casco, picando el hormigón para desprenderlo de la armadura de acero y de los tendones de pretensado. Después se aplicó un compuesto adherente de epoxi a todas las superficies a unir y a la armadura de acero, previamente a la operación de relleno para el parcheo. Estas reparaciones se realizaron mientras las embarcaciones se encontraban flotando, sin necesidad de llevarlas a un dique seco. Las reparaciones requirieron un tiempo muy inferior al que se precisó para realizar las efectuadas en los casos de acero. Las embarcaciones dañadas con los explosivos antes mencionados, normalmente se repararon en plazos comprendidos entre tres y cinco días".

NOTA DEL REDACTOR

Tanto la tan sencilla y efectiva reparación como la limitada zona afectada por los daños son típicamente características en este tipo de construcciones y a tal conclusión únicamente se ha podido llegar y demostrar gracias a la experiencia práctica. Ofrece un gran interés el corto tiempo necesario para su reparación y la sencillez del dispositivo de encofrado exterior impermeable, pues ambos hechos son efectivos y de gran importancia

ENSAYO AL IMPACTO DE DIFERENTES TIPOS DE HORMIGON

Por W.F.G. Crozier

Durante la Reunión de la Comisión de la FIP sobre Barcos de Hormigón, celebrada en Breda, los holandeses prepararon un cierto número de demostraciones sobre la resistencia de los hormigones al impacto, con la valiosa cooperación de la Real Academia Militar de Holanda.

Se ensayaron tres diferentes clases de hormigones: hormigón en masa sin armar, armado con fibras de acero y hormigón armado normal. Todas las probetas ensayadas estaban hechas con un hormigón cuya resistencia a la edad de un año fue de $22,5 \text{ N/mm}^2$. Las probetas tenían la forma de una viga de sección rectangular de 150 mm cuadrados y 900 mm de longitud.

Bekaert era la marca de las fibras de acero, teniendo 40 mm de longitud y 0,4 mm de diámetro. Se mezclaron con el hormigón a razón de 70 kg por metro cúbico, incorporándose a la hormigonera en mazos que se mantenían unidos por medio de una cola soluble en agua. Las fibras Bekaert se acodaron por ambos extremos (según Norma BS 4466, forma Núm. 43).

En otras probetas la armadura, en forma de jaula, estaba constituida por cuatro barras de 6 mm de diámetro. Los estribos estaban distanciados 150 mm, entre ejes. El recubrimiento era de 35 mm por las caras laterales y de 70 mm en los extremos de las piezas.

Se realizaron dos tipos de ensayos:

a) Vigas simplemente apoyadas sobre dos bloques de hormigón, cúbicos, de 150 mm, quedando una luz libre de 600 mm.

b) Vigas apoyadas sobre el suelo, estando libres ambos extremos.

En todos los ensayos la carga estaba constituida por 60 gramos de explosivo plástico de alto poder, sujeto con cinta y detonado eléctricamente.

Ensayo Tipo a)

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Hormigón en masa — se rompió en pequeños trozos.

Hormigón armado con fibras — se rompió por la mitad, pero el hormigón de la parte inferior permaneció casi intacto.

Hormigón armado — La probeta no llegó a romperse, si bien las armaduras quedaron descarnadas en, aproximadamente, la mitad de su longitud. El recubrimiento por uno de sus extremos quedó completamente desprendido. Se pudo deducir que con un menor espaciamiento de los estribos se hubiesen obtenido mayores ventajas.

También se ha llegado a la conclusión de que cualquier tipo de cohibición aplicada en las partes extremas de estas probetas hubiese evitado muchos daños.

Ensayo Tipo b)

Hormigón en masa — se rompió en pequeños trozos.

Hormigón armado con fibras — también en este caso la probeta se partió en dos mitades, pero se esparció menos el material.

VASIJAS DE PRESIÓN EN HORMIGÓN PRETENSADO CON REVESTIMIENTO CALIENTE.

Por J. Nemet, Diplom Ing. Austria, Miembro de la Comisión de la FIP sobre Vasijas y Recipientes de Presión en Hormigón.

Las vasijas para los reactores en hormigón pretensado, proyectadas y construidas hasta ahora tienen un revestimiento frío a base de acero y un aislamiento térmico protector de dicho revestimiento dispuesto en la parte interior y atravesado por el refrigerante del reactor. Las roturas si se llegan a producir en el revestimiento, debidas especialmente a fallos del aislamiento no pueden detectarse ni repararse fácilmente. Las inspecciones a realizar sobre el revestimiento durante la vida de funcionamiento del reactor, muy necesarias por razones de seguridad, no son posibles. Caso de fallar el aislamiento, el revestimiento interno queda sujeto a condiciones que no son las normalmente previstas.

Para solventar este inconveniente se ha estudiado un nuevo diseño para la vasija del reactor a base de un revestimiento que trabaja en caliente, en contacto directo con el refrigerante del reactor a la temperatura de entrada en el núcleo. De esta forma las condiciones de trabajo del revestimiento caliente son las mismas que se producen en un revestimiento frío cuando éste, como consecuencia de una avería en el aislamiento, entra en contacto con el refrigerante, con la ventaja de acrecentar considerablemente la seguridad

de la vasija. En este nuevo sistema el aislamiento térmico se coloca entre el revestimiento y la estructura de hormigón pretensado, encontrándose el revestimiento accesible para su inspección y reparación. Con el fin de mantener bajas las variaciones de tensiones en el revestimiento para cada ciclo de temperaturas, la estructura de hormigón pretensado ha de mantenerse a un elevado nivel térmico.

Con objeto de estudiar estos problemas y probar la posible fiabilidad del concepto de "revestimiento caliente" se diseñó y construyó un modelo de vasija a escala normal (para una presión interna de 100 bars y una temperatura en el revestimiento interno de 300°C) en el Centro de Investigaciones Austríaco de Seibersdorf. Las necesarias investigaciones preliminares comprendieron el estudio de un adecuado hormigón, el aislamiento, los materiales de revestimiento, los procedimientos de soldadura y sujeción y el de los aparatos para la medida de las altas temperaturas.

La estabilización de la vasija a una temperatura de 120°C se consiguió al cabo de un período de tres meses. Las pérdidas totales de pretensado llegaron a ser de un 20 por 100, valor que concuerda bien con las predicciones. En junio de 1977, después del retesado, la vasija se sometió a una presión de prueba de 115 bars. Se continuaron los ensayos en caliente y ciclos de presión, manteniéndose la estructura pretensada a su temperatura de trabajo de 120°C.

La vasija de presión de hormigón pretensado funcionará con un equipo de ensayo para helio siguiendo los sistemas HTR (High Temperature Reactor) actuales (40 bars, 750°C) y para las futuras condiciones de funcionamiento a alta temperatura (hasta 100 bars, 1.000°C).

El ensayo con helio vendrá precedido por experimentos bajo las condiciones de trabajo de los reactores que funcionan con agua.

El autor expresa su agradecimiento, por permitir la publicación de este trabajo, a la Reaktorbau Forschung – und Baugesellschaft.

REMOLQUE DE LAS PLATAFORMAS CORMORANT "A" Y BRENT "C"

La siguiente noticia sobre el remolque de las Plataformas Cormorant A y Brent C y del traslado de la cubierta para la Cormorant A, procede de la publicación "News of the Sea Tank Co.", de fecha agosto, 1977.

Aunque ya el tamaño de estas estructuras, quizás, ha perdido el impacto sensacionalista, sin embargo el remolque de una estructura que pesa más de 350.000 toneladas causa admiración, especialmente cuando se tiene en cuenta que el lugar a ubicarlas es el Mar del Norte.

Las plataformas de perforación, almacenamiento y producción Cormorant A y Brent C, construidas para las explotaciones petrolíferas del Mar del Norte se remolcaron desde el Este de Escocia a Noruega.

La plataforma Cormorant A, la mayor hasta ahora remolcada, salió de Ardyne Point, en las proximidades de Glasgow, el 21 de junio de 1977 y arribó a Stord, Noruega, el 3 de julio, después de recorrer 1.630 km, realizados en 11,5 días, a una velocidad media de 3,2 nudos.

La plataforma Brent C partió de Ardyne Point el 9 de julio y llegó a Stavanger el 22 de julio, después de recorrer 1.715 km a una velocidad media de 3,0 nudos.

Estas han sido las dos primeras operaciones de remolque llevadas a cabo a una enorme distancia y con unas plataformas de tan elevado peso. Las estructuras de estas plataformas pesan respectivamente 351.000 y 290.000 toneladas. Su traslado se realizó con seis y cinco remolcadores oceánicos, respectivamente, cuyas potencias eran de 95.000 y 85.000 HP.

Las plataformas se estacionaron en Noruega hasta la primavera de 1978, realizándose mientras tanto la instalación de las cubiertas y equipos, antes de proceder a su traslado final hacia los campos petrolíferos.

La superestructura de acero para la Cormorant A se construyó en Fos-sur-Mer, en la costa francesa del Mediterráneo. Sobre una embarcación de 120 x 40 metros se llevó desde dicho punto hasta las costas noruegas, que distan 4.780 km, tardándose 15 días y siendo la velocidad media de 7,10 nudos. El peso total fue de 6.500 toneladas, comprendiendo 4.550 t de estructura, 1.200 t de tuberías y 700 t de amarres para el mar.

Las plataformas fueron adecuadamente lastradas para que las cubiertas quedasen flotando por encima del nivel de las aguas. El calado de las plataformas, preparadas para realizar el último traslado por remolque, resultó de unos 140 m, lo que dio lugar a que sus desplazamientos fueran de 585.000 y 490.000 toneladas para cada una de ellas.

UNA EXCEPCIONAL LOSA TREPADORA "LIFT - SLAB" EN LA URSS. EDIFICIO HIDROPATICO DRUSKININKAY

En la Revista "Beton y Zhelezbeton" Núm. 5, 1977, aparece este artículo, original del ingeniero E P Zhigus. Agradecemos al Grupo Nacional de la URSS las facilidades que nos ha dado para su publicación en estas Notas de la FIP.

La construcción en Drusininkay de un balneario, para 200 baños, se ha realizado utilizando un procedimiento para la construcción de las plantas mediante un sistema de losa trepadora nada usual.

Su ubicación, en una zona densamente boscosa, abarca una superficie de 4 hectáreas. La obra ha sido rigurosamente vigilada durante su construcción por el arquitecto R. Shilinskas. Consiste en tres edificios cuasi anulares, enlazados por un cuerpo central de mayor altura. Dos de los edificios de forma cuasi anular tienen dos plantas y un sótano, mientras que el tercero tiene tres plantas y un sótano. El diámetro de cada edificio es de 61 m y la altura entre plantas 4,5 m.

Para construir los pisos como lasos planas normales, sin vigas de rigidización, se adoptó un sistema a base de una armadura elástica de 12 a 16 mm de diámetro dispuesta en direcciones radial y circular. Las juntas entre la losa y los soportes se han resuelto mediante articulaciones.

La carga de cálculo, que se consideró uniformemente repartida en todas las plantas intermedias, es de 1.600 kgf/m², y el canto de la losa es de 20 cm. La resistencia mínima exigida para el hormigón, en probeta cúbica, fue de 300 kgf/cm². La carga sobre los soportes llega a alcanzar hasta las 60 toneladas.

El autor del artículo considera que pueden introducirse mejoras en la técnica de las losas trepidadoras si se tienen en cuenta ciertos parámetros de economía para los forjados. Se propone el empleo de hormigones ligeros y la disposición de nervios en donde se tengan que situar tabiques.

En este caso la íntima colaboración entre proyectistas y constructores ha repercutido en una considerable reducción del número de planos para la obra. Por otra parte la utilización del computador ha abreviado el tiempo de trabajo. En la realización de las losas el hormigón se colocó a razón de 120 a 140 m³ en períodos de tiempo de 12 a 13 horas.

LA INERCIA TERMICA - UN CONCEPTO QUE NO SE TIENE EN CUENTA.

Por M.N. Catani y S.E. Goodwin

Con este título se ha publicado este primer artículo en "The Construction Specifier", redactado por dos miembros de la Portland Cement Association. En el resumen del mismo, que se facilita seguidamente, se señala la importancia que tiene sobre el ahorro de energía la utilización del hormigón.

En los climas cálidos los edificios se construyen con fábricas de gran espesor que absorben el calor del sol durante el día y lo ceden durante la noche. Este procedimiento práctico tiene en cuenta la inercia térmica de los materiales, su capacidad para almacenar calor durante un cierto tiempo y cederlo paulatinamente a medida que la temperatura ambiente desciende.

Desfase de los picos de carga térmica en los muros gruesos

Los que se dedican al diseño sin ningún género de dudas reconocen que combinando el hormigón, o la obra de fábrica, con materiales aislantes se reducen las cargas de enfriamiento. Las normas de la ASHRAE, por ejemplo, bosquejan diversos métodos teniendo en cuenta la inercia térmica de las paredes y cubiertas. Pero los procedimientos recomendados por la ASHRAE para el cálculo de la carga de calentamiento reconocen los beneficios que presentan los materiales de gran masa desde un punto de vista cualitativo. Ya es hora de que se reconozca que la capacidad aislante proporcionada por los muros gruesos reduce y desfasa los picos de la carga de calentamiento precisamente a medida que se reducen y desfasan los picos de la carga de enfriamiento.

Como el cómputo del aprovechamiento energético se hace cada día más imprescindible, los trabajos para el cálculo del calentamiento y enfriamiento deben encaminarse no exclusivamente a la elección del equipo, sino al cálculo del consumo anual de energía en el edificio. La inercia térmica del cerramiento del edificio juega un importante papel en estos cálculos.

Las consideraciones que normalmente se hacen para el diseño del cerramiento del edificio se basan en hipótesis de situaciones invariables y determinan que simplemente reduciendo los factores U de los cerramientos opacos y la cantidad de cristal en paredes y cubiertas se reducen las cargas de picos de calentamiento y enfriamiento. Las mismas hipótesis de situación invariable utilizadas para calcular las reducciones anuales de energía, nos llevarán a la conclusión de que la colocación de un aislamiento nos proporcionará un ahorro de energía.

Reducción de los picos de carga mediante el empleo de muros espesos

El análisis termodinámico nos indica, sin embargo, que los picos de carga son realmente menores a través de los muros espesos que a través de las paredes ligeras, incluso aunque los factores U sean iguales. Aunque esto no puede afirmarse para todos los casos, la combinación de picos operacionales y de envolvente de cargas, normalmente es más pequeña en los muros de fábrica u hormigón que en las paredes de metal que tengan iguales valores para U.

El National Bureau of Standards ha elaborado un programa de computador basado en el análisis dinámico y que tiene en cuenta la inercia térmica de los muros de hormigón o de fábrica, para calcular las cargas de calentamiento y enfriamiento. El programa, denominado NBSLD, es uno de los pocos de que se dispone hasta la fecha y en él se considera el factor de capacidad aislante en los cálculos de carga de calentamiento.

La portland Cement Association utilizó el programa NBSLD para estudiar tres edificios hipotéticos (construidos: totalmente en hormigón, de estructura exclusivamente de acero y con muros de hormigón siendo la cubierta metálica, en diez ciudades diferentes de América). Se seleccionaron las ciudades de modo que proporcionasen una amplia gama de condiciones climáticas. Los edificios eran de una sola planta para uso no residencial, con 18.500 m² de superficie construida. En todos los casos la cubierta y los valores de U fueron idénticos.

En todas las zonas geográficas, los edificios construidos totalmente en hormigón se comportaron mejor que los metálicos, reduciéndose tanto las cargas de calentamiento como las de enfriamiento anuales.

Las curvas de calentamiento y enfriamiento mensuales muestran en cada caso que las cargas mensuales fueron menores para los edificios de hormigón que para los metálicos. Los resultados han venido a demostrar que los beneficios de la inercia térmica son mayores para las construcciones diseñadas totalmente en hormigón dentro de las zonas de clima moderado.

El informe abarca detalles de los factores (períodos de ocupación y desocupación, parámetros del edificio) que afectan a los resultados y las curvas que muestran el comportamiento al calentamiento y enfriamiento.

Por término medio, los edificios de hormigón requieren hasta 30 millones de BTU menos por año para su calentamiento.

ENSAYOS Y CALCULOS RELATIVOS AL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE UN PUENTE DE HORMIGON LIGERO Y OTRO ANALOGO DE HORMIGON NORMAL.

Por el Profesor Dr. H. Bachmann y R. Dieterle, Instituto Federal Suizo de Tecnología, Zurich, Suiza.

(Detalles más amplios sobre este proyecto de investigación se facilitan en Schweizerische Bauzeitung, Vol. 94, Núm. 28/29, 12 julio 1976. Con el título T. 148 puede solicitarse esta traducción a la Librería de la Cement and Concrete Association, Wexham Springs SLOUGH SL3 6PL, England, Precio 1 Libra).

En 1973, en Schaffhausen, Suiza, se construyó un puente con estructura en pórtico, de tres tramos, en hormigón ligero (a base de árido Leca) parcialmente pretensado. Al Dr. Bachmann se le solicitó su opinión sobre el tipo de ensayos de carga a realizar una vez quedase terminado el puente, indicando éste que además de la prueba de vehículos se realizasen medidas de vibraciones. La aplicación de este tipo de cargas se realizó por medio de una máquina generadora de oscilaciones. Esta clase de acción tiene la ventaja de que la estructura queda sometida a un tipo de función fuerza-tiempo perfectamente definida. De esta forma fue posible hacer una aproximación teórica de la vibración forzada por medio del cálculo dinámico. Por otra parte, más adelante podrán aclararse algunos aspectos fundamentales sobre el comportamiento dinámico comparado de las estructuras de hormigón ligero respecto a las análogas de hormigón normal. Seguidamente se da cuenta de los resultados de estas investigaciones.

1. Estructura y cargas aplicadas

Como ya se indicó se trata de un puente de tres tramos. En el vano central la sección transversal es en cajón y en los tramos laterales en T.

Para los ensayos de carga dinámica, que fueron realizados por el EMPA (Instituto Federal Suizo de Ensayos de Materiales), las cargas oscilantes fueron aplicadas por medio de una máquina constituida por dos masas excéntricas que giran en direcciones opuestas. Esta máquina se situó primero en el tramo central y seguidamente en los laterales. La carga oscilante periódica de resultante vertical aplicada fue:

$$P = m_s r \omega^2 \sin \omega t \quad (1)$$

2. Resultados de los ensayos

Las flechas se midieron en cinco secciones transversales diferentes por medio de diez transductores inductivos de desplazamiento situados bajo las dos vigas longitudinales, registrándose las medidas simultáneamente por medio de un registrador multicanal.

Los resultados más importantes se obtuvieron de las curvas de resonancia respecto a la carga y la amplitud en el vano central y las de los tramos laterales, respectivamente. El amortiguamiento se determinó por dos procedimientos diferentes, a partir de los resultados de los ensayos. Además de estos ensayos de vibración también se sometió el puente a una carga aplicada por medio de un vehículo de carga que pasaba sobre un tablón de 5 cm de espesor apoyado transversalmente sobre la calzada y en el centro del tramo. El decremento logarítmico determinado a partir de la relación entre las sucesivas amplitudes de las oscilaciones amortiguadas después de este salto del camión fue de $\delta = 0,10$. Este resultado era comparable con el valor $\delta = 0,125$ ($f = 2,51$ Hz) hallado a partir de la forma de la curva de resonancia obtenida al aplicar la carga en el centro de la luz y el valor $\delta = 0,175$ ($f = 5,33$ Hz) hallado con la carga en el tramo lateral.

3. ANALISIS DE LA VIBRACION FORZADA

3.1. Modelos para el análisis dinámico

Para los fines de la presente investigación, la compleja estructura real tiene que ser considerablemente idealizada. Para ello el autor se vale de dos modelos diferentes para el análisis dinámico. El puente en cuestión con su distribución continua de masas y su infinito número de grados de libertad se asimiló a una estructura desprovista de masa, con 15 masas puntuales. Los dos modelos difieren uno del otro en la forma de su planta y en el número de grados de libertad que se consideran. En el modelo A se despreció la curvatura que ofrece la planta y, respecto a sus flechas verticales, se introdujeron 15 grados de libertad de desplazamiento. En el modelo B, que sí considera la planta en curva, las tensiones y los desplazamientos longitudinales en las mismas posiciones se tuvieron en cuenta, siendo de 2×15 los grados de libertad de desplazamiento. Además el modelo A difiere del modelo B en que este último tiene un muelle horizontal en el apoyo del extremo izquierdo.

3.2. Método general de análisis

El estudio se realizó por el llamado análisis nodal. El cálculo-electrónico se realizó mediante el programa SMIS, disponible en el Instituto de Ingeniería Estructural, del Instituto Federal Suizo de Tecnología, Zurich. El método de análisis se explica en el artículo original que se está comentando.

3.3. Resultados numéricos y comparación con los resultados experimentales

(1) Frecuencias naturales y modos de vibración natural.

La solución del problema de los autovalores, es decir la determinación de las frecuencias circulares naturales y los modos de vibración natural, se llevó a cabo con los diferentes modelos. Para cada caso se obtuvieron los primeros ocho modos de vibración-natural y sus correspondientes frecuencias propias.

Para todos los cálculos se adoptaron las siguientes características de los materiales (que en su momento se determinaron de acuerdo con su función en la estructura).

$$E_{LB} = 195.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (módulo de elasticidad del hormigón ligero).}$$

$$\gamma_{LB} = 1,9 \text{ t/m}^3 \text{ (densidad del hormigón ligero, incluida la armadura).}$$

Al comparar los resultados de los cálculos con los obtenidos en los ensayos se pudo apreciar que la segunda frecuencia natural en el modelo A era de 3,76 Hz, mientras que para el ensayo el segundo punto de resonancia estaba en 2,80 Hz.

En el modelo B se observó una muy buena concordancia entre los valores de cálculo y los experimentales en lo que respecta a la localización de la segunda frecuencia natural. Debido a diversas circunstancias imprevisibles que surgieron en el momento del ensayo, un apoyo en uno de los extremos del puente presentó una resistencia a la fricción de cierta entidad, que fué difícil de cuantificar. Con objeto de establecer un símil de esta acción, de valoración difícil, se introdujo en el modelo B un muelle adicional en uno de sus extremos. En general, las frecuencias naturales con sus correspondientes modos de vibración concuerdan con los obtenidos en los ensayos realizados tanto cuando la carga fue aplicada en el tramo central como en el tramo lateral.

(b) Amplitudes.

Al trazar las amplitudes calculadas para el modelo B, es decir las curvas de resonancia para la carga aplicada en el tramo central y en el tramo lateral, se ha observado una correspondencia satisfactoria con los resultados obtenidos experimentalmente.

Las amplitudes de las curvas de resonancia obtenidas en los diagramas se han calculado con un amortiguamiento $\delta = 0,10$, valor que ya fue determinado en el ensayo de oscilación libre. Para una carga situada en el centro de la luz, la amplitud máxima calculada, 0,68 mm, excede en un 26 por ciento los 0,54 mm medidos experimentalmente. Por otra parte en el tramo lateral, el valor calculado, 0,59 mm, es alrededor de un 5 por ciento inferior a los 0,62 mm medidos. En el artículo original una figura representa la dependencia de la amplitud máxima calculada respecto al amortiguamiento teórico.

4. ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS ANALOGAS DE HORMIGON LIGERO Y DE HORMIGON NORMAL

Se ha procedido a establecer comparaciones entre ciertas características dinámicas de estructuras análogas de hormigón ligero y de hormigón normal. En este caso *análogas* significa que las estructuras difieren solamente en la masa m y en sus respectivos valores EI de rigidez a flexión. Por otra parte, el sistema estructural, las luces y la distribución del peso propio y de rigidez a flexión deben ser los mismos. La comparación entre las características dinámicas de las dos estructuras así correlacionadas ciertamente no está desprovista de problemas. Una estructura en hormigón ligero de diseño óptimo puede, incluso con los parámetros mencionados antes adoptados como invariables, diferir en algo respecto a una estructura de hormigón normal diseñada para el mismo fin. Del mismo modo no se tiene en cuenta para nada la masa debida a cualquier sobrecarga que actúa sobre la estructura. A pesar de estas limitaciones, un estudio comparativo puede proporcionar una información muy interesante.

Las investigaciones que se han desarrollado sobre las propiedades de amortiguamiento de las estructuras de hormigón ligero son todavía insuficientes. Se sabe, sin embargo, que en lo referente a amortiguamiento del material no existen diferencias fundamentales si se comparan con las del hormigón normal; y puesto que la parte correspondiente al amortiguamiento estructural respecto al amortiguamiento total es bastante importante y también que el comportamiento del amortiguamiento estructural en estructuras análogas puede presuponerse que es prácticamente idéntico, es factible admitir, con razonable aproximación, que el valor de δ es el mismo para los dos tipos de estructuras.

4.1. Frecuencias naturales

Para estructuras análogas de hormigón ligero (LB) y de hormigón normal (B) la relación entre las frecuencias naturales circulares $\omega = 2\pi f$ es

$$\omega_{LB} = \frac{c_1}{c_2} \omega_B = c_3 \omega_B, \quad (2)$$

con:

$$c_1 = \frac{(EI)_{LB}}{(EI)_B} \quad y \quad c_2 = \frac{m_{LB}}{m_B} \quad (3)$$

c_1 es la relación entre las rigideces a la flexión y c_2 la masa propia de los dos tipos de estructuras. Si no hay sobrecargas permanentes significativas actuando sobre las estructuras (tales como revestimientos de calzadas, aceras, parapetos, etc.) el factor c_2 puede tomarse como la relación entre las densidades de los dos tipos de hormigones γ_{LB}/γ_B . La relación (2) es válida para todas las frecuencias naturales circulares de un sistema con n grados de libertad. En la figura del texto original se representa la relación entre ω_{LB}/ω_B y las magnitudes c_1 y c_2 para los valores que suelen presentarse en la práctica, así como los valores relativos al puente de Schaffhausen.

4.2. Amplitudes correspondientes a la resonancia

En el artículo se comparan las amplitudes correspondientes a estructuras análogas de hormigón ligero y normal en situación de resonancia, correspondiendo por tanto a una relación entre las frecuencias en cada caso tal como la definida por (2). Esta comparación, por consiguiente, solo es aplicable a estructuras sometidas a una fuerza excitatriz que varía de acuerdo con la expresión (1). Por otra parte, para una fuerza con una frecuencia específica y constante, la distancia desde esta frecuencia a la frecuencia natural "más próxima" tiene gran importancia. Para este caso generalmente no pueden formularse resultados comparativos válidos.

5. CONCLUSIONES

En el caso de este puente de hormigón ligero se ha podido probar con pleno éxito que es posible establecer cálculos teóricos que concuerdan bastante bien con los resultados obtenidos de los ensayos dinámicos. A este respecto la elección del modelo para el análisis posee gran importancia. A partir de estas investigaciones comparativas es posible apreciar que las estructuras de hormigón ligero, en lo que se refiere a su comportamiento dinámico, no difieren esencialmente de sus análogas de hormigón normal. Sin embargo, parece ser que se desarrollan amplitudes algo mayores en el caso del hormigón ligero. Es preciso hacer constar que en ambos tipos de estructuras el efecto de otras características, tales como la esbeltez, el sistema estructural, la fisuración, etc., sobre el comportamiento dinámico es generalmente mayor que el del tipo de material de construcción elegido. Para las estructuras de hormigón ligero, lo mismo que para las de hormigón normal, es, por consiguiente, siempre necesario hacer una valoración basada en los hechos y circunstancias reales.

Tanto en el hormigón ligero como en el hormigón normal existen importantes lagunas en nuestro conocimiento de algunos factores importantes, como por ejemplo, amortiguamiento, comportamiento una vez fisurado, efecto del grado de pretensado y comportamiento bajo cargas dinámicas en el campo inelástico. En el Instituto de Ingeniería Estructural, del Instituto Tecnológico Federal Suizo, de Zurich, se está llevando a cabo un programa de investigación que abarca ensayos comparativos e investigaciones teóricas, para explicar estos problemas.

Traducido por C. Sánchez Castro

ULTIMA 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 pretensadas 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.

ULTIMA 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 pretensadas 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.

4.2. Amplitudes correspondientes a la resonancia

En el artículo se comparan las amplitudes correspondientes a estructuras análogas de hormigón ligero y normal en situación de resonancia, correspondiendo por tanto a una relación entre las frecuencias en cada caso tal como la definida por (2). Esta comparación, por consiguiente, solo es aplicable a estructuras sometidas a una fuerza excitatriz que varía de acuerdo con la expresión (1). Por otra parte, para una fuerza con una frecuencia específica y constante, la distancia desde esta frecuencia a la frecuencia natural "más próxima" tiene gran importancia. Para este caso generalmente no pueden formularse resultados comparativos válidos.

5. CONCLUSIONES

En el caso de este puente de hormigón ligero se ha podido probar con pleno éxito que es posible establecer cálculos teóricos que concuerdan bastante bien con los resultados obtenidos de los ensayos dinámicos. A este respecto la elección del modelo para el análisis posee gran importancia. A partir de estas investigaciones comparativas es posible apreciar que las estructuras de hormigón ligero, en lo que se refiere a su comportamiento dinámico, no difieren esencialmente de sus análogas de hormigón normal. Sin embargo, parece ser que se desarrollan amplitudes algo mayores en el caso del hormigón ligero. Es preciso hacer constar que en ambos tipos de estructuras el efecto de otras características, tales como la esbeltez, el sistema estructural, la fisuración, etc., sobre el comportamiento dinámico es generalmente mayor que el del tipo de material de construcción elegido. Para las estructuras de hormigón ligero, lo mismo que para las de hormigón normal, es, por consiguiente, siempre necesario hacer una valoración basada en los hechos y circunstancias reales.

Tanto en el hormigón ligero como en el hormigón normal existen importantes lagunas en nuestro conocimiento de algunos factores importantes, como por ejemplo, amortiguamiento, comportamiento una vez fisurado, efecto del grado de pretensado y comportamiento bajo cargas dinámicas en el campo inelástico. En el Instituto de Ingeniería Estructural, del Instituto Tecnológico Federal Suizo, de Zurich, se está llevando a cabo un programa de investigación que abarca ensayos comparativos e investigaciones teóricas, para explicar estos problemas.

Traducido por C. Sánchez Castro

Tratamiento de suelos con cal y con cemento

por M. VENUAT

Es la versión española del título de la obra francesa "Le Traitement des Sols à la Chaux et au Ciment", del Prof., Dr. e Ing. Michel VENUAT, bien conocido y acreditado por sus anteriores publicaciones, tanto exclusivamente propias como en colaboración con M. PAPADAKIS (DARCEMONT). Algunas de estas publicaciones han sido traducidas al español y publicadas por editoriales españolas.

A la consideración previa por el autor, de temas relativos a la industria y a la fabricación y utilización de los materiales conglomerantes, al conocimiento y al empleo práctico de los cements, morteros y hormigones, así como a los ensayos de laboratorio y control de estos materiales, y a los aditivos y tratamientos para morteros y hormigones, se une ahora, como complemento oportuno y casi obligado, el desarrollo en detalle del tratamiento de los suelos con cal y con cemento.

La obra que se reseña está publicada por el autor, habiéndose realizado el trabajo en el CERILH de París (Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques), del cual el Dr. VENUAT es en estos momentos Director de Relaciones Técnicas.

Como el propio autor indica a sus posibles lectores, el libro es una síntesis de los conocimientos teóricos y prácticos actuales sobre un tema y una técnica poco conocidos y que han evolucionado mucho últimamente, gracias a los estudios teóricos y experimentales de laboratorio, a la mejora de los materiales y de los métodos, y a las enseñanzas prácticas logradas en las obras realizadas.

El libro consta de 459 páginas que se distribuyen entre una Introducción precedida de una Tabla de Materias, seis Capítulos, una Bibliografía con un total de 137 referencias, un Resumen y unas Orientaciones prácticas contenidas en seis Anexos. Por lo demás, el libro contiene en total 207 figuras --de ellas 124 fotografías-- y 40 tablas o cuadros. Cierran la obra un Índice alfabético y una Relación de Anunciantes.

En la Introducción el autor señala la finalidad del libro, establece una terminología, hace un breve desarrollo histórico del tema, aporta una bibliografía general de cuatro referencias y presenta un resumen de la obra.

Los seis capítulos se suceden en un orden lógico, comenzando por los suelos sin tratar y terminando por las aplicaciones de los suelos tratados, a través de la consideración de los conglomerantes para el tratamiento, del proceso de estabilización de los suelos, de los métodos de ensayo de los mismos, y del propio material suelo-cal o suelo-cemento, en cada caso. Al final de cada capítulo se da la bibliografía específica del tema que en él se trata —en total 133 referencias para los seis capítulos—, y un resumen del mismo.

Como compendio general del contenido de la obra se puede decir que pretende —y se cree que lo consigue— dar a los técnicos una metodología completa de trabajo que, partiendo del estudio de los materiales y pasando por la comprensión de los fenómenos de estabilización, termina en las aplicaciones prácticas en obra. Y todo ello para lograr dar a los suelos naturales una mayor capacidad portante de tráfico y servicio, de forma duradera, mediante su tratamiento *in situ* o en central, con cales vivas o grasas, o con cementos, o con ambos materiales sucesivamente, en el orden indicado.

Entre los diferentes campos reales de aplicación de los suelos tratados y estabilizados el autor menciona y describe el de obras tan importantes como, por una parte, las grandes autopistas y carreteras, las pistas de despegue y aterrizaje de aviones, los caminos de acceso agrícolas y forestales y, en general, las obras viales de cualquier clase. Por otra parte, el de las plataformas y cimentaciones de todo género, el de las obras hidráulicas y de diverso tipo, desde las ferroviarias hasta las de centrales nucleares.

El suelo-cemento viene a completar así, con la arena-cemento y la grava-cemento, una gama de materiales de construcción en la que el conglomerante ennoblecen al material base y le hace apto, a poco costo, para numerosas e interesantes aplicaciones.

Por todo ello, no es difícil augurar un éxito a la obra del Prof., Dr. e Ing. M. VENUAT, que sin duda tendrá en el ámbito tecnológico de la construcción y de las obras públicas la buena acogida que merece. Puede pedirse a: M. VENUAT, 66 Avenue C. Perrière, 92320 CHATILLON-s-BAGNEUX, Francia.

José CALLEJA



FORJADOS REALIZADOS CON VIGUETAS PRETENSADAS

**Hoja informativa elaborada por
la Comisión del Sello de Conformidad CIETAN**

Con el fin de obtener seguridad y homogeneidad en la producción de viguetas pretensadas y, al objeto de reducir el riesgo que, generalmente, soporta el usuario de viguetas, al no disponer de ensayos o controles que le garanticen la bondad del producto, se creó a petición de los fabricantes el actual Sello de Conformidad CIETAN.

La concesión, promoción y vigilancia del Sello está encomendada a una Comisión en la que están representados, la Administración, varias Asociaciones técnicas, Organismos oficiales, Colegios profesionales, Fabricantes y Consumidores, así como la Agrupación Nacional de Derivados del Cemento (ANDECE) y el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento (I.E.T. c.c.).

Actualmente cualquier fábrica de viguetas pretensadas para poder iniciar la producción de estos elementos precisa, como requisito legal, la obtención de la Autorización de uso.

Dadas las exigencias y controles que el Sello de Conformidad exige a las fábricas que lo ostentan, su obtención representa una garantía de control continuado en la fabricación de las viguetas y, por tanto, de calidad, calidad que la Autorización de uso que venía concediendo el Ministerio de la Vivienda no otorga.

Por tanto, el Sello responde a una necesidad de los fabricantes, que conscientes del problema que puede plantear la falta de control efectivo que garantice la calidad de sus viguetas, han aceptado comprometerse a realizar diariamente ensayos de sus productos en las propias fábricas, de acuerdo con las Recomendaciones VP-77. Asimismo han solicitado la supervisión de los controles realizados y su posterior corroboración mediante nuevos ensayos realizados en el I.E.T. c.c., así como un asesoramiento técnico efectuado por el citado Instituto, en el supuesto de encontrar problemas durante el período de su permanencia en el Sello.

Esta iniciativa va encaminada a obtener una calidad de fabricación que satisfaga las necesidades técnicas del consumidor y le permita depositar en el producto adquirido un margen suficiente de confianza y seguridad.

Por último, con esta información se adjunta una relación de fábricas que en la actualidad ostentan el Sello de Conformidad y otra de las que, habiéndolo solicitado, están aún en trámite de conseguirlo.

ANDECE

Federación Nacional
de Entidades Empresariales
de Derivados del Cemento
General Mola, 211. Madrid-2
Teléf. 259 99 88

I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento
Costillares (Chamartín) - Madrid-33
Apartado 19.002 - Teléf. 202 04 40

I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento
Costillares (Chamartín) - Madrid-33
Apartado 19.002 - Teléf. 202 04 40

ANDECE

Federación Nacional
de Entidades Empresariales
de Derivados del Cemento
General Mola, 211, Madrid-2
Teléf. 259 99 88

Secretaría del Sello: Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS**SELLOS EN VIGOR****Cietan VP-1 - DOMO-SAINCE, S. A.**

Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Teléf. 293 08 30

Cietan VP-2 - AGUSTI, S. A.

Fábrica de Bañolas (Gerona)
Teléf. 44

Cietan VP-3 - AGUSTI, S. A.

Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)
Teléf. 20 21 50

Cietan VP-4 - ENAGA, S. A.

Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Teléf. 291 08 58

**Cietan VP-5 - PREFABRICADOS Y
SUMINISTROS, PRESUM, S. A.**

Fábrica de Sevilla
Teléf. 23 42 32

**Cietan VP-6 - MEDITERRANEA DE
PREFABRICADOS, S. A.**

Fábrica de Benicarló (Castellón)
Teléf. 47 15 50

**Cietan VP-7 - S. A. DE HORMIGONES
ESPECIALES**

Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Teléf. 888 19 00

**Cietan VP-8 - PIEZAS MOLDEADAS, S. A.
(PIMOSA)**

Fábrica de San Adrián de Besós (Barcelona)
Teléf. 381 03 50

**Fábricas que han solicitado el Sello**

HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Teléf. 37 37 00

MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Teléf. 870 14 50

PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Teléf. 295

TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Maliaño (Santander)
Teléf. 22 27 90

TUBOS BORONDO
Madrid
Teléf. 478 81 00

(ver dorso)

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja, y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, Asociaciones técnicas, Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-77.

Actualmente están terminadas las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGON, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGON.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

ACUEDUCTO SOBRE LA AUTOPISTA DEL EBRO

Año 1.979

Propietario:	Dirección:	Proyecto:	Construcción:
Autopista VASCO-ARAGONESA	Carlos Siegrist Fernández	Gerardo Gómez Valcarcel Miguel Paris García	INGENIERIA SALA AMAT, S.A. Pretensado: C.T.T.

Esquema estático: Viga continua
 Longitud total: 68,00 m.
 Número de vanos: 3
 Luz máxima: 32,00 m.
 Anchura total: 7,00 m.
 Canto: 1,70 m.
 Pretensado: 10 Tendones 12 ϕ 1/2"

GENERALIDADES:

En la autopista del Ebro, itinerario Bilbao-Zaragoza, en la provincia de Logroño, en las proximidades del pueblo de San Asensio, se ha realizado una obra de fábrica que da paso a la acequia de San Asensio, con un caudal de 2,0 m³/seg. y al correspondiente camino de servicio, salvando la autopista en el P.K. 512 + 320.

El trazado es ortogonal, en planta, al eje de la autopista; en alzado se encuentra limitado por la cota del canal con lo que tiene una altura próxima a los catorce metros sobre la plataforma de la autopista.

SOLUCION ESTRUCTURAL:

La solución adoptada presenta un esquema estático en viga continua con tres vanos, los laterales de 15,0 m. y el central de 32,0; con objeto de compensar los vanos laterales se han dejado unos voladizos a partir de los apoyos extremos de 3,0 m. de longitud. Transversalmente el tablero está constituido por una sección en cajón monocelular con paramentos laterales inclinados de los que arrancan voladizos de 1,50 m. y canto variable.

La losa superior de 7,0 m. de anchura consta de una calzada de 5,0 m. y dos aceras de 1,00 m. La losa inferior tiene un ancho de 3,0 m. Sobre los apoyos, la sección sufre un aumento de espesor -pasa de 0,35 m. a 0,50 m. en los paramentos laterales- así como unas riostras poligonales de 0,44 m. de espesor. La losa inferior también aumenta en estos puntos de 0,25 m. de espesor a 0,50 m. La transición de la sección general del tablero a la adoptada en apoyos se realiza en una longitud de 2,50 m. a partir de los extremos de las riostras.

Las pilas están formadas por una sección octogonal constante de 0,58 m. de lado de la que arranca un capitel, de forma que el tablero apoye en dos puntos mediante placas de neopreno. La sección del capitel es poligonal, de tal forma que sigue, a partir de la losa, con la misma inclinación de los paramentos verticales hasta alcanzar un canto de 0,70 m. y variando hasta un canto máximo de 1,20 m.

La cimentación es directa, mediante zapatas de 4,0 x 5,0 m.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

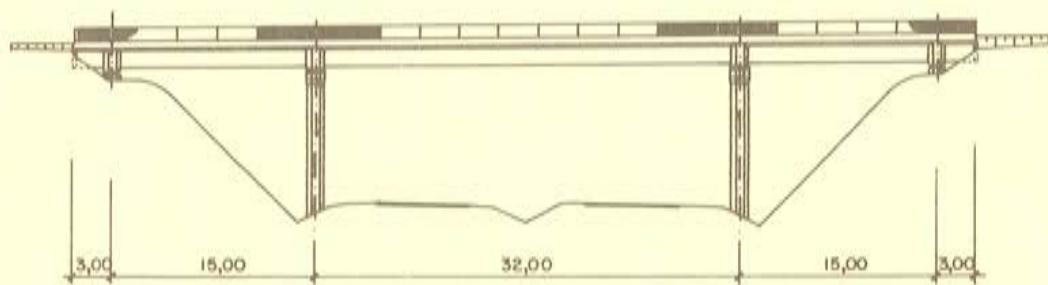
La construcción se realizó mediante el cimbrado previo de todo el puente, hormigonando primariamente los cajeros y posteriormente la losa superior. Para una disminución de los esfuerzos horizontales sobre las pilas, dado el grado sísmico de la zona y la esbeltez de éstas, se dispusieron apoyos de neopreno-teflón anclando el tablero en uno de los estribos.

MEDICIONES DEL TABLERO

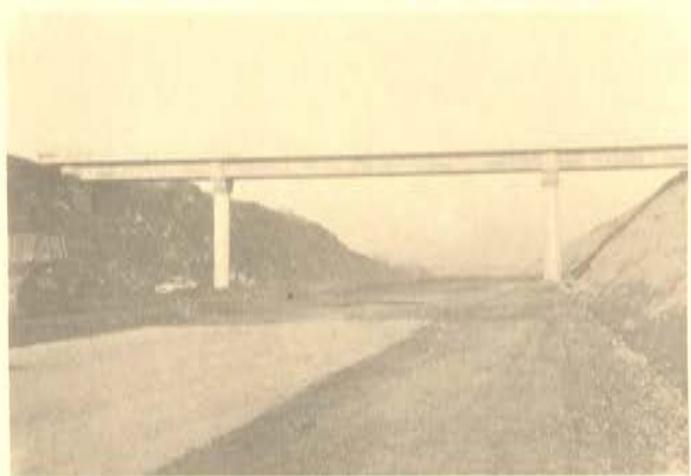
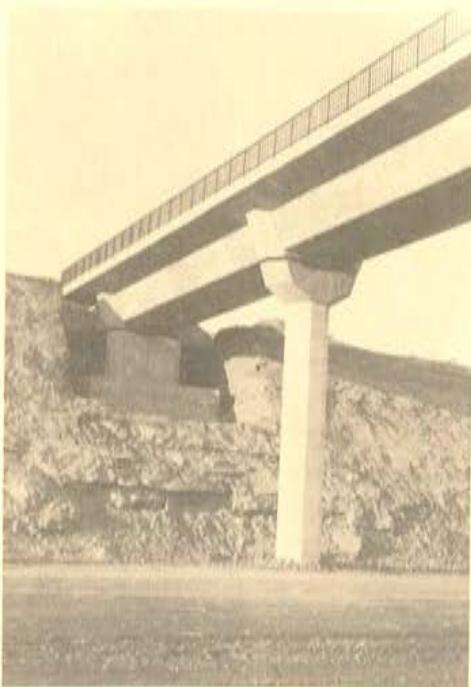
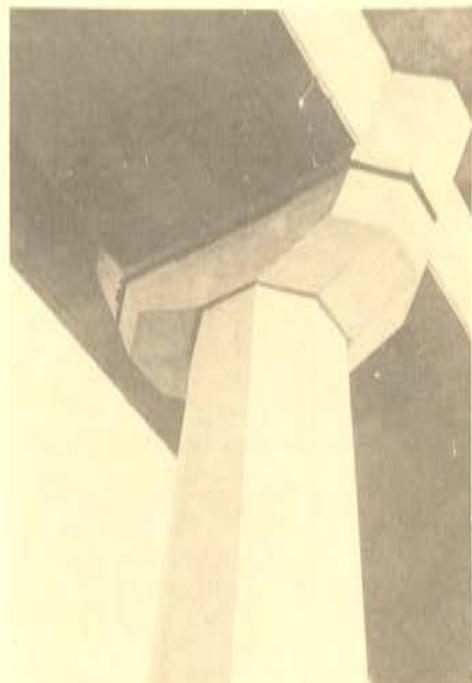
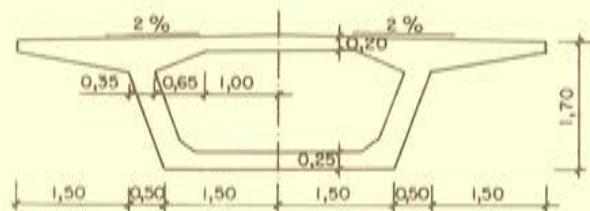
HORMIGÓN $f_{ck} = 350 \text{ Kp/cm}^2$		ARMADURA PASIVA $f_{yk} = 4.600 \text{ Kp/cm}^2$			ARMADURA ACTIVA $f_{mk} = 195 \text{ Kp/mm}^2$	
m^3	m^3/m^2	Ton.	Kg/m^3	Kg/m^2	Ton.	Kg/m^2
256,32	0,54	42,6	165,05	89,6	6,6	13,8

ACUEDUCTO SOBRE AUTOPISTA

ALZADO



SECCION TRANSVERSAL



**VIADUCTO ACCESO ZONA FRANCA DESDE EL PASEO DE COLON
BARCELONA (1.977 - 1.979)**

Propietario:	Proyecto:	Construcción:
M.O.P.U. 5. ^a Jefatura Regional de Carreteras de Barcelona	José Antonio Llombart	CAMINOS Y PUERTOS, S.A. Sistema de pretensado: TECPRESA

Número total de vanos: 38.
 Luz entre ejes de pilas: 30 m.
 Anchura: 17,75 m.
 Canto total del tablero: 2,00 m. (vigas 1,78 m. Losa 0,22 m.)
 Pretensado: Vigas de borde, 5 tendones 12 ϕ 0,5"
 Vigas centrales, 4 tendones 12 ϕ 0,5".
 Riostras intermedias, 3 tendones 12 ϕ 0,5".
 Vertical pilas excéntricas, 6 tendones 12 ϕ 0,5".

GENERALIDADES:

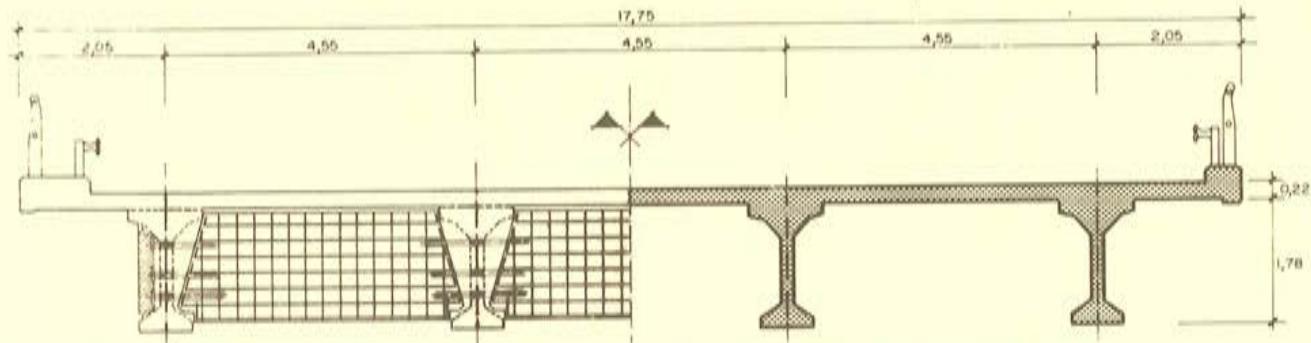
Este viaducto, perteneciente a la futura autopista del cinturón litoral de Barcelona, bordea el macizo de Montjuich y salva un conjunto de vías de ferrocarril que discurren en dirección paralela al citado cinturón y son cruzadas por el viaducto.

SOLUCION ESTRUCTURAL:

Se ha adoptado una solución que forma parte de una serie de viaductos de vigas proyectados y construidos por la misma empresa en distintos lugares de España, caracterizados por la ligereza de tableros, gran separación entre vigas, disposición de riostras transversales y prefabricación de losas de tablero. Con este sistema se ha obtenido una notable economía de materiales y la posibilidad de ejecución en escaso plazo.

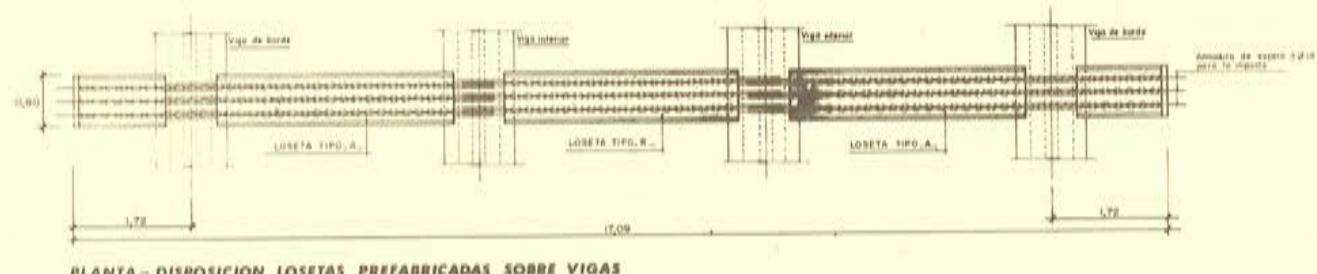
Cada tablero de 17,75 m. de ancho, está construido por cuatro vigas longitudinales unidas mediante cuatro diafragmas transversales; dos armados y dos pretensados.

La losa superior de hormigón armado de 22 cm. de espesor está ligada a las vigas y es independiente de las riostras. Las losas de vanos contiguos se enlanzan, disponiéndose juntas de dilatación cada cuatro vanos. La losa superior se ha construido mediante la prefabricación de la parte inferior de la misma (7 cm.) y el hormigonado "in situ" de los 15 cm. restantes de espesor. La pieza prefabricada está formada por un fondo de hormigón y una estructura espacial formada por redondos electrosoldados.

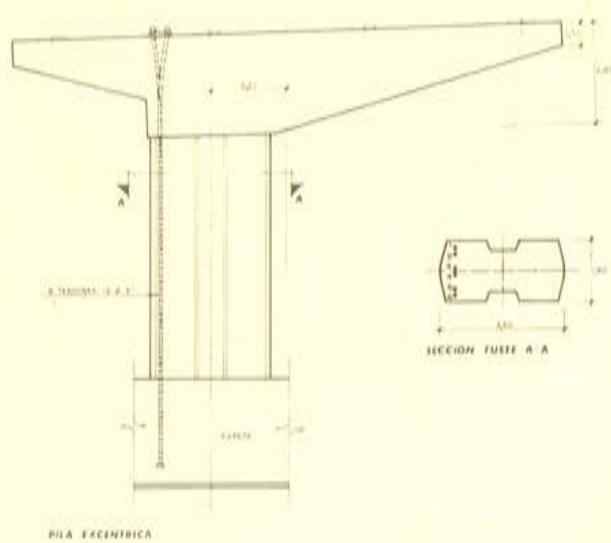
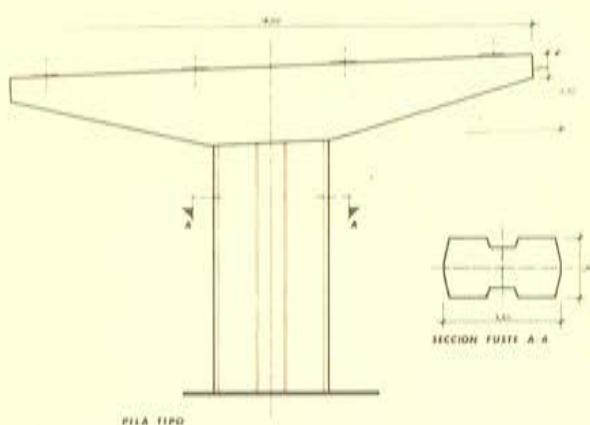
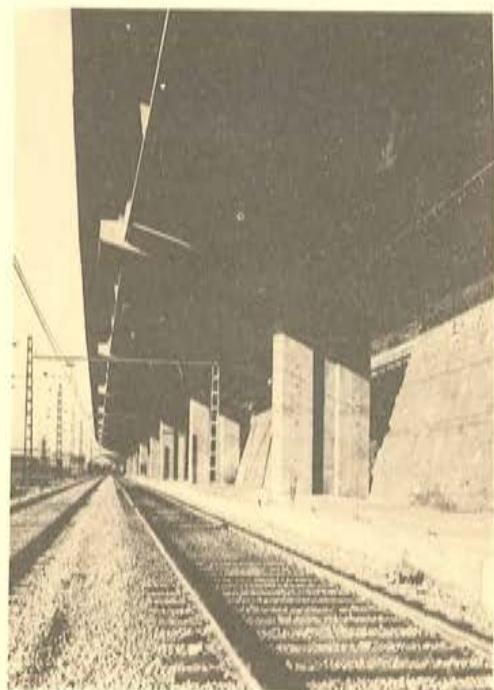
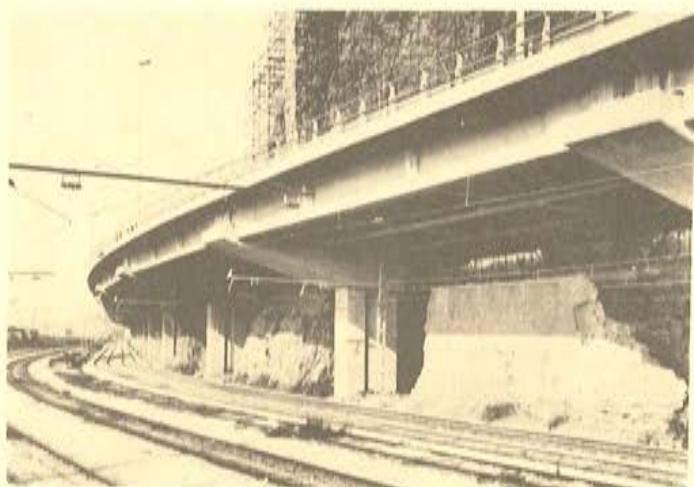


TABLERO SECCION TRANSVERSAL EN ZONA DE RIOSTRAS

TABLERO - SECCION TRANSVERSAL TIPO



PLANTA - DISPOSICION LOSETAS PREFABRICADAS SOBRE VIGAS



MEDICION DE UN TABLERO:

Superficie de un vano: 532,50 m².

Hormigón: $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$. (vías y riostras intermedias): 106 m³.

$f_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$. (riostras de cabeza y losa superior): 121 m³.

conjunto de hormigón de tablero: 0,42 m³/m².

Acero: $f_{yk} = 4.600 \text{ kg/cm}^2$. (Armadura pasiva vigas y riostras, armaduras de tablero, zona de continuidad, etc.): 44.800 kg., equivalente a 84 kg/m².

Armadura activa (vías + riostras) 5,80 Tn., equivalente a 10,9 kg/m².



**asociación técnica
española del pretensado**