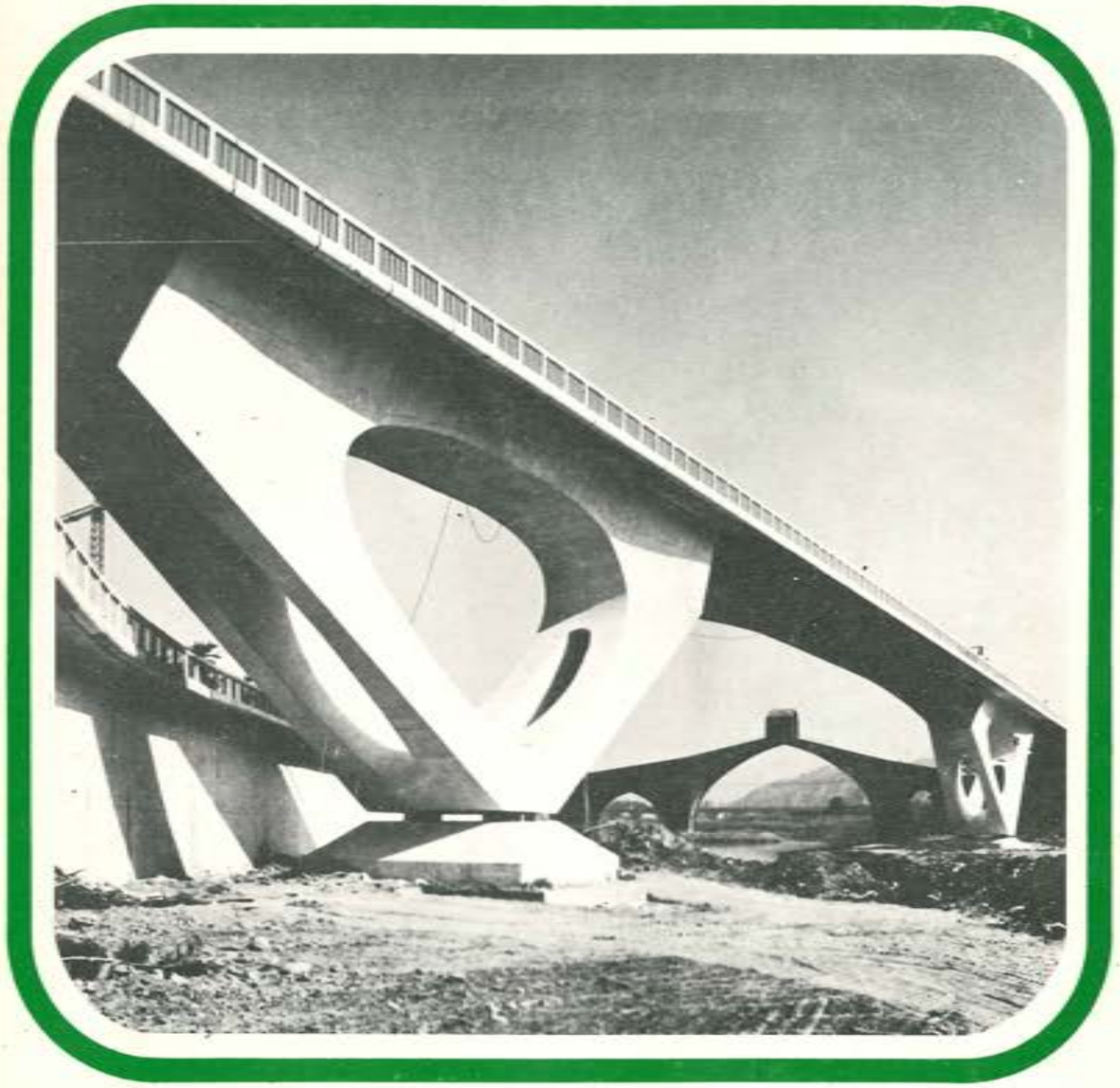
asociación técnica española del pretensado

hormigón y acero n. 122



ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y EL CEMENTO

ARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

4037

HORMIGON y acero

Nº 122

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n.122

1.º trimestre 1977

asociación técnica
española del pretensado (A.T.E.P.)

CATEGORIAS ESPAÑA EXTRANJERO

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares U.S.A.
Miembros protectores	10.000,–	175,–
Miembros colectivos	4.000,–	70,–
Miembros Personales (que no sean Socios Adheridos del I.E.T.)	1.000,–	18,–
Miembros Personales Adheridos (que sean Socios Adheridos del I.E.T.)	500,–	9,–

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.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO. – COSTILLARES – CHAMARTIN – MADRID-16

Depósito Legal: M-853-1958.
Acor, S.A. – M. Hernández, 50 – MADRID

PROES

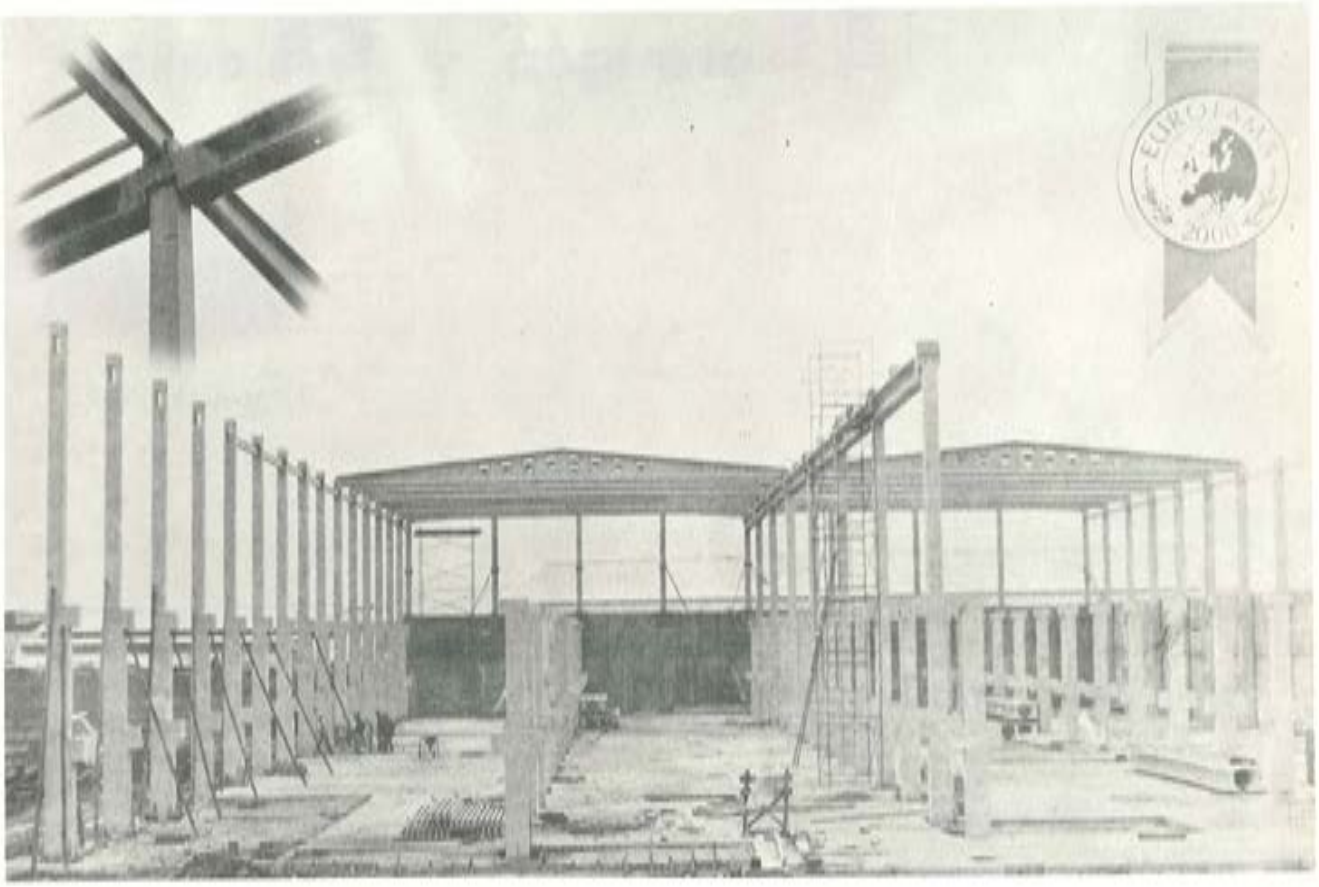
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

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.)
TORREJON DE ARDOZ (Madrid): Carretera de Torrejón a Loeches, Km. 4,200 - Teléfono 675 04 50.
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: General Yagüe, 8, 3.º B - Teléfono 455 27 82. (Comercial zona centro.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

hormigón y acero n. 122

índice

Pág.

Informe resumido sobre la actuación de la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1976 9
Compte rendu de l'activité de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte au cours de 1976.
Short report on the activity of the Spanish Technical Association of Prestressing during 1976.
R. Piñeiro.

457-0-57 **Método de cálculo de las pérdidas de pretensado en piezas pretesas curadas al vapor** 25
Méthode de calcul des pertes de precontrainte des pièces précontraintes conservées sous vapeur.
Calculation method for prestressing loss in steam cured prestressed units.
V. Sánchez Gálvez
M. Elices Calafat

457-5-2 **Acciones excepcionales y colapso progresivo en estructuras de edificación** 35
Actions exceptionnelles et rupture progressive dans les structures du bâtiment.
Exceptional actions and progressive failure in building structures.
Vicente Solana.

457-8-30 **La influencia de la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a flexión de las piezas de hormigón armado** . 59
L'influence de rapport entre la contrainte de rupture et la limite élastique des armatures sur le comportement à la flexion des pièces en béton armé.
The influence of the relation between the rupture stress and the elastic limit of reinforcements on the flexural properties of reinforced concrete units.
J. Calavera, E. González Valle,
A. Delibes y J. M. Izquierdo

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

457-9-27 **Tendencias actuales sobre programas de cálculo elástico de estructuras de barras.** 79
Orientations actuelles dans les programmes de calcul élastique de structures linéaires.
New trends about elastic programs in frame analysis.
J. Ortiz Herrera

591-2-117 **Cálculo de tableros por el método del emparrillado** 93
Calcul des tabliers par la méthode du treillis.
Deck calculation by the trellice method.
Javier Manterola

Notas de la F.I.P., Nº 57, 1975 151
Notes de la F.I.P., Nº 57, 1975.
F.I.P. Notes, Nº 57, 1975.

PORTADA: "Nou pont del diable" en Martorell, Barcelona.

Autores del proyecto:
J. A. Fernández Ordóñez,
J. Martínez Calzón,
J.J. Pifarré Merola.
Empresa Constructora:
Ginés Navarro e Hijos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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.
AGRUPACION HELMA-BOKA.—Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Málaga).
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S.A.—El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BRYCSA, S.A.—Cornellá de Llobregat (Barcelona).
BUTSEMS, S.A.—Barcelona.
BUTSEMS, S.A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.—Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CEMENTOS MOLINS, S.A.—Barcelona.
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Barcelona.
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Madrid.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—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.
CONCRET INDUSTRIA Y TECNICA DE PREFABRICADOS, S.L.—Sistemas Cumbre. Barcelona.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.—Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S.A.—Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
COTECOSA.—Bilbao.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Madrid.
DIRECCION GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL — BIBLIOTECA (SEAF-PPO). Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO .—Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.—Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).—Madrid.
EMPRESA BAGANT.—Castellón de la Plana.
ENAGA, S.A.—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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (FACOSA).—Arganda del Rey (Madrid).
FERGO, S.A. DE PRETENSADOS.—Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
FORMO, S.A.—Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O.P. Madrid.
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.
IBERING, S.A.—Barcelona.
IDASA, Ingeniería del Atlántico, S.A.—La Coruña.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S.A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.
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 DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S.A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
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).
OFICINA TECNICA JOSE COMESAÑA.—Vigo (Pontevedra).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.—Madrid.
PIEZAS MOLDEADAS, S.A.—PIMOSA (Barcelona).
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 MAHER, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.—Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS NOR-THOM, S.A.—Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.).—Martorell (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.—Pamplona.
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A.—HORTE (Valladolid).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PROTEC, S.L.—GIJON (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.—PINTO (Madrid).
RENFE.—Madrid.
RUBIERA MAHER, S.A.—Las Palmas de Gran Canaria.
RUBIERA PREFLEX, S.A.—Gijón (Oviedo).
RUBIERA R L M "SOTECSA".—Gijón (Oviedo).
S.A.E.M.—Sevilla.
SAINCE.—Madrid.
SEAT.—Barcelona.
SENER, S.A.—Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SIKA, S.A.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA CIA. GRAL. DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND.—Valencia.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FAB REGA.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.—Valencia.
SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S.A.—Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.—Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.—Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.—Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).—Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S.L.—Cáceres.
VALLEHERMOSO, S.A.—Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.—Mairena del Aljarete (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.—San Sebastián.
VIGAS REMARRO.—Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.L.—Oviedo.
VIGUETAS BORONDO.—Madrid.
VIGUETAS FERROLAND, S.A.—Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
VIGUETAS ROSADO, S.A.—Cáceres.

EXTRANJERO

BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.—Universidad de Buenos Aires (Argentina).
BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.—Quito (Ecuador).
B.K.W.Z. "RUCH".—Warszawa (Polonia).
COMPANHIA PORTUGUESA DE ELECTRICIDADE. DCI.—Lisboa 3 (Portugal).
DAVILA & SUAREZ ASOCIATES.—Rio Piedras (Puerto Rico).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valaparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.—Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA.—Salta (Argentina).
GRUPO ARCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA.—Tegucigalpa D.C. (Honduras).
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (Biblioteca).—Monterrey (México).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE.—Maputo-Moçambique (Africa Oriental).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD, DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.—La Plata (Argentina).
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION.—Londres (Inglaterra).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.—Quito (Ecuador).
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 NACIONAL DEL SUR (Departamento de Contrataciones Especiales).—Bahía Blanca (Argentina).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO.—Biblioteca. Mayaguez (Puerto Rico).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

AVISO IMPORTANTE

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

A partir de este número, 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Informe resumido sobre la actuación de la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1976

Por: R. Piñero
Secretario de la A. T. E. P.

Hemos entrado en 1977. Y al reanudar el contacto con nuestros amigos Asociados por medio de este primer número de "Hormigón y Acero" correspondiente al nuevo año, resulta obligado, después de desearos a todos muy felices y prósperos trescientos sesenta y cinco días, hacer un resumido balance de la actuación de la A. T. E. P. durante los últimos doce meses, que pueda servir, de permanente recordatorio para todos los Miembros que, a lo largo de ellos, nos han venido prestando su colaboración, y de acicate, estímulo e información a los que, por las causas que sean, se han mantenido más o menos al margen de estas actividades o que, por haberse incorporado últimamente a la Asociación, inician ahora sus contactos y relaciones con cuantos la integran.

Pensando en éstos, especialmente, interesa subrayar y volver a repetir lo que tantas veces ya se ha dicho. La A. T. E. P., dado el caracter estríctamente científico y técnico que sus Estatutos le asignan, no es otra cosa que el punto de convergencia de un conjunto, cada día por suerte más amplio, de técnicos y empresas, interesados en el constante desarrollo y avance del pretensado en nuestro país, y que para conseguir este objetivo están siempre dispuestos a prestar su esfuerzo y apoyo incondicional para la realización de cualquiera de los diferentes trabajos que se programan con el fin de intercambiar experiencias, difundir conocimientos, y hacer que el número de expertos en la resolución de los diversos problemas que plantea la ejecución de las estructuras pretensadas sea cada vez mayor; de tal forma que las realizaciones españolas en este campo resulten más asequibles a todos, más perfectas, más audaces y capaces de competir con éxito, como desde hace años viene ocurriendo, en el ámbito internacional.

Gracias a esta continuada, tenaz y eficaz labor de todos, la Asociación ha adquirido un prestigio indiscutible, tanto en España como en el extranjero, en el campo de su competencia. Y este merecido prestigio se va incrementando con las modernas ideas aportadas por las nuevas generaciones que se incorporan a la A. T. E. P.; ideas que tamizadas y decantadas por la experiencia de los más maduros, se transforman en señalados logros de resonancia internacional en todos los ámbitos de nuestra técnica: investigación, proyecto, procesos de ejecución, realizaciones, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Pero estos éxitos, que sin duda deben constituir motivo de sano orgullo, no pueden ser causa para pensar que ya todo está hecho, que ya no hace falta seguir esforzándose, que ya se ha alcanzado la meta, que ha llegado el momento del descanso y de disfrutar de lo que se ha conseguido. Sería un grave error. Actualmente, los avances en todas las ramas del saber y de la actividad humana son incesantes y vertiginosos, y el que pretenda tomarse un descanso en la marcha, pronto quedará desfasado, relegado, abandonado en el camino. Y difícil, muy difícil, le resultará volver a situarse en el pelotón de cabeza si algún día, percatado de su equivocación, intenta recuperar el tiempo perdido.

Por todo ello, es evidente la necesidad de mantenerse en contínua alerta, seguir trabajando todos en equipo, como siempre, colaborando cada uno en lo que pueda con la mejor voluntad y buena fé; en otras palabras, seguir como hasta ahora sin descansar, sin relajarse, sin desfallecer. ¿Qué resulta inhumano?. Posiblemente. Pero la vida es así en el presente. Y, por otra parte, los momentos actuales podrán ser incómodos, agotadores; pero al mismo tiempo pocos podrán dejar de calificarlos como apasionantes, y dignos más que nunca de vivirlos plenamente, conscientes de su transcendencia para el futuro de la humanidad.

Ese espíritu de leal colaboración existente entre todos cuantos integran nuestra Asociación, y al cual antes se ha hecho ya referencia, es la base y el motor que permite, al finalizar cada año, presentar en estos informes-resúmenes de actividades un balance, realmente alentador, de la labor desarrollada. Aunque como es lógico no todos son éxitos, la parte positiva supera siempre ampliamente a la negativa.

***

Siguiendo la costumbre establecida, dividiremos estos comentarios en tres partes. En la primera se destacarán aquellos hechos que por su importancia o trascendencia merezcan una cita especial. En la segunda se hará un muy breve resúmen de las actividades calificadas como normales dentro de la labor que la A. T. E. P. tiene encomendada. Y, finalmente, en la tercera se dará cuenta de algunos de los principales trabajos actualmente en curso o programados para el año que ahora se inicia.

Para empezar debemos reconocer que pocos han sido los hechos excepcionales ocurridos durante 1976. A lo largo de estos últimos doce meses, la Asociación ha seguido desarrollando su labor de difusión, de forma eficaz, pero sin grandes acontecimientos.

Como hechos más destacados podemos citar los siguientes:

– En cumplimiento del acuerdo adoptado por unanimidad en la Asamblea Extraordinaria celebrada en Canarias en noviembre de 1975, se iniciaron las gestiones oficiales encaminadas a conseguir que la Asociación sea declarada de "utilidad pública". Previo los oportunos asesoramientos, el 26 de enero se presentó en la Sección de Asociaciones de la Dirección General de Política Interior y Asistencia Social, del Ministerio de la Gobernación, la documentación necesaria para solicitar dicha declaración. Transcurridos algunos meses, el Presidente de la A. T. E. P., Sr. Arredondo, fue requerido para que se personase en la mencionada Dirección General, con el objeto de aclarar personalmente algunos extremos que deseaban conocer para poder dictaminar sobre la petición que se había formulado. Como resultado de esta entrevista, fue necesario aportar nueva documentación e introducir diversas modificaciones de forma en la anteriormente presentada. Posteriormente, a finales de setiembre se celebró otra reunión en la Dirección General de Política Interior en la que se nos informó que los trámites previos quedaban ya completos y pendientes únicamente de la resolución definitiva que sobre el tema decidiese adoptar la superioridad, resolución que en su día, nos sería comunicada.

  Hasta el momento, no se nos ha vuelto a notificar nada sobre el particular. O dicho de otro modo; por ahora nuestras gestiones no han tenido éxito; el asunto sigue pen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

diente y resulta imposible aventurar ningún pronóstico sobre la decisión final. Conviene tener en cuenta que, dada la actual situación por la que atraviesa nuestro país, todos los organismos oficiales y muy especialmente aquellos que han de ocuparse de este tema, tienen planteados numerosos y mucho más trascendentales problemas que el que puede suponer la resolución de la solicitid por nosotros formulada. Y es lógico por consiguiente que sea a aquéllos a los que dediquen su atención. Seamos pues optimistas y sigamos esperando.

– De acuerdo con lo que se prescribe en el Artículo 12° de nuestros Estatutos, durante el mes de mayo último se procedió a celebrar elecciones para renovar la mitad de los Vocales integrantes de la Junta de Gobierno de la Asociación. Como, por otra parte, era necesario cubrir la vacante producida por el reciente fallecimiento del que había sido nuestro Presidente, Fernando Cassinello, fue preciso elegir cinco nuevos Vocales, mediante votación entre todos los Miembros de la A. T. E. P. Como en anteriores ocasiones, la votación se ralizó por correo y el escrutinio público de las papeletas recibidas tuvo lugar el jueves 3 de junio en los locales del Instituto Eduardo Torroja. Se recibieron 549 papeletas de votación (computando, de acuerdo con las normas estatutarias, como cinco las de los Miembros Protectores y dos las de los Colectivos) con un total de 2.745 votos. Resultaron elegidos los señores que a continuación se indican, con el número de votos que para cada uno de ellos se señala:

D. Florencio del Pozo Frutos: 366 votos
D. José Calavera Ruiz: 315 votos
D. Alfredo Páez Balaca: 293 votos
D. Jacinto Pellón Díaz: 249 votos
D. Javier Manterola Armisen: 220 votos

En la primera reunión celebrada después de la votación, tomaron posesión los señores Vocales que habían resultado designados y se procedió a la constitución de la nueva Junta de Gobierno de la A. T. E. P., que ha quedado formada como a continuación se indica:

Presidente: D. Francisco Arredondo Verdú
Vicepresidente: D. José Antonio Torroja Cavanillas
Secretario: D. Rafael Piñeiro Abril
Vocales: (Citados por orden alfabético)
D. José Calavera Ruiz
D. Ramón del Cuvillo Jiménez
D. Francisco Esteban Rodríguez Sedano
D. Francisco Javier Jiménez Atienza
D. Francisco Javier Manterola Armisén
D. Alfredo Páez Balaca
D. Jacinto Pellón Díaz
D. Florencio del Pozo Frutos
D. Manuel de la Torre Rousseau

El Presidente, Sr. Arredondo, al dar posesión de sus cargos a los nuevos Vocales, después de felicitarles por su elección expresó su esperanza de que sabrán hacerse acreedores a la confianza que en ellos han depositado los Miembros de la Asociación, y de que habrán de prestar su leal colaboración para que la A. T. E. P. pueda continuar desarrollando la labor que tiene encomendada, con la misma o mayor eficacia que hasta el presente. Los nuevos Miembros de la Junta manifestaron su intención de cooperar con su mejor voluntad, y sin regatear esfuerzos, en los trabajos de la Asociación.

– Según ya se ha anunciado en su día, mediante circular enviada a todos los Miembros, debido a las importantes alzas generales de precios experimentadas a partir de enero de 1967, fecha en que fueron fijadas las cuotas hasta ahora vigentes en la Asociación,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

se ha hecho preciso proceder a la revisión de las mismas. Las razones que han obligado a este aumento de las cuotas son tan evidentes que no necesitan especial justificación. En anteriores ocasiones hemos comentado ya las dificultades económicas con que veníamos luchando, por nuestro interés en no modificar dichas cuotas; pero ha llegado el momento en que resultaba totalmente imposible seguir manteniendo esta situación y, aún lamentándolo mucho, no ha habido más remedio que adoptar la decisión citada.

Afortunadamente, todos habéis comprendido que el hecho era inevitable y así, las solicitudes de bajas que nos han llegado como consecuencia de la circular remitida anunciando la subida, no representan ni el 1 por 100 del número total de Asociados. Por consiguiente, estimamos que lo único que debemos añadir en relación con este tema es: ¡Gracias a todos por vuestra comprensión!.

***

Y entrando ya en la segunda parte de nuestro comentario anual, vamos a reseñar muy brevemente las principales actividades de la A. T. E. P., durante 1976, dentro de su programa normal de trabajo.

1.– REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

A lo largo del pasado año se han celebrado los siguientes actos:

30 de enero

En esta fecha, el Ingeniero Civil inglés V.L. Gill, pronunció en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja una conferencia organizada por la A. T. E. P., con la colaboración de la firma "Centro de Trabajos Técnicos", sobre el tema "La cubierta colgante, en rueda de bicicleta, del palacio de exposiciones de Herning, en Dinamarca". Esta conferencia fue dada en lengua inglesa, con traducción simultánea al castellano, e ilustrada con la proyección de diapositivas y de una película tomada durante la ejecución de la obra. Además, su texto en castellano ha sido publicado posteriormente en la revista "Hormigón y Acero".

4 de marzo

También en los locales del Instituto Eduardo Torroja y organizado por nuestra Asociación, se celebró este día un acto público en el cual el Dr. Ing. de Caminos D. José Antonio López Jamar disertó sobre el tema "Control, en taller, de vigas pretensadas". Explicó el método que se viene utilizando en la planta de Dragados y Construcciones de Valencia, para el control de las vigas prefabricadas, para puentes, que en ella se producen. Aunque el procedimiento expuesto se encuentra todavía en período de experimentación, ofrece un gran interés; por lo cual el conferenciante fue calurosamente felicitado al finalizar su intervención.

10 de mayo

D. Juan Diamante Corbín, Dr. Ing. de Caminos y Jefe de Proyectos de la firma Ibering de Barcelona, pronunció el 10 de mayo, en el Instituto Eduardo Torroja, una conferencia titulada "Problemas de proyecto y construcción en dos puentes de autopista, en hormigón pretensado", que fue ilustrada con la proyección de numerosas diapositivas. El Sr. Diamante

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

D. Víctor L. Gill

D. Juan Diamante Corbín

D. José Antonio López Jamar

D. Alfredo Páez

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

fue muy felicitado por el extraordinario interés del tema tratado y la brillantez con que fue expuesto. Resulta realmente digno de mención que, en esta conferencia, se haya hablado sobre problemas reales surgidos durante la construcción de dos de los puentes de la autopista Barcelona-Lérida, y de cómo fueron resueltos en la práctica. No es frecuente comentar públicamente las cosas que han salido mal y cómo se han arreglado; aún cuando ésto, en realidad, estimamos que es mucho más didáctico que la simple exposición de las características y el proceso de ejecución de una estructura, más o menos importante, sin hacer mención de los problemas que, seguramente, se habrán presentado durante su construcción.

El texto completo de la disertación del Sr. Diamante ha sido publicado también en "Hormigón y Acero".

10 de junio

Con la amable colaboración del Colegio de Caminos de Málaga, y en su Salón de Actos, el Sr. Diamante repitió, el jueves día 10 de junio, la conferencia que acaba de ser comentada, con análogo éxito.

Queremos aprovechar la ocasión para expresar nuestro sincero agradecimiento al Sr. López Peláez, Presidente del mencionado Colegio, por la valiosa ayuda que viene prestando a la A. T. E. P. para la organización en Málaga de actos públicos que le permitan cumplir uno de sus principales fines estatutarios, consistente en procurar la mayor difusión posible de la técnica del pretensado.

25 de noviembre

En esta fecha se celebró el último de los actos públicos programados por la Asociación durante el pasado año 1976. Tuvo lugar en los locales del Instituto Eduardo Torroja y en él intervino el Dr. Ing. de Caminos D. Alfredo Páez, el cual se ocupó del tema "Barcos de hormigón". La conferencia, que fue ilustrada con la proyección de diapositivas, por la novedad del tema tratado y la amenidad que el Sr. Páez supo dar a su intervención, fue muy aplaudida. Parece ser que, realmente, el hormigón pretensado puede encontrar un amplio y muy adecuado campo de aplicación en la construcción de todo tipo de embarcaciones.

2.– PUBLICACIONES

Durante los primeros meses de 1976, el texto del Manual H.P.-4 "Recomendaciones para la aceptación y utilización de los sistemas de pretensado para armaduras postesas", preparado por un pequeño Grupo de trabajo constituído por algunos expertos en el tema, fue sometido a exámen y discusión de una amplia Comisión, en la que participaron todos los Miembros de la Asociación que lo solicitaron, y en la que estaban representados: La Administración, los Suministradores de los sistemas, los Proyectistas e Ingenieros Consultores, y los usuarios.

Con las sugerencias y propuestas de modificación recogidas en las reuniones celebradas por dicha Comisión, se preparó el texto definitivo del Manual que ha sido ya publicado, el pasado mes de octubre, bajo la denominación abreviada H.P. 4-76.

Es digno de subrayar la favorable acogida que esta serie de Manuales que viene editando la A. T. E. P. tiene siempre entre nuestros Asociados. Todas las ediciones, tanto de los anteriores como del últimamente publicado, se agotan rápidamente; debiendo destacarse que son muchos los pedidos que se reciben de los países americanos de habla hispana.

Conviene recordar que la labor de redactar esta serie de Manuales o "Normas de buena

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

práctica" se inició atendiendo la petición formulada por un numeroso grupo de Miembros de la A. T. E. P., con el objeto de recoger las recomendaciones que se estiman idóneas para una adecuada realización de las diversas operaciones que constituyen el proceso normal de ejecución de las construcciones pretensadas.

La redacción de estos Manuales constituye uno de los ejemplos más característicos de la eficacia del trabajo en equipo, puesto que en ella intervienen, voluntariamente, todos aquellos Miembros de la Asociación interesados en el tema y que, con total desinterés y su mejor voluntad dedican muchas horas, restándolas de sus habituales ocupaciones, a la realización de esta tarea con la que se presta un destacado servicio a cuantos desarrollan sus actividades en los diferentes campos de la técnica del pretensado y se contribuye eficazmente al perfeccionamiento y desarrollo de esta técnica.

Por todo ello resulta obligado dejar aquí pública y expresa constancia de nuestro más sincero agradecimiento a los que con tanta eficiencia vienen efectuando esta labor.

Por otra parte, los éxitos hasta ahora logrados nos obligan a continuar por el camino emprendido.

En otro orden de cosas, cumpliendo lo prometido en la convocatoria de la VIII Asamblea Técnica Nacional de la A. T. E. P., los textos completos de todas las comunicaciones presentadas durante la Asamblea, han sido ya publicados. Como más adelante se indica, se han incluído en el número extraordinario 119-120 de "Hormigón y Acero", de casi 450 páginas y profusamente ilustrado, que ha obtenido una excepcional acogida.

Y ya, siguiendo la costumbre establecida, a continuación se relacionan los títulos y autores de los artículos que aparecen en los números de nuestra Revista "Hormigón y Acero" correspondientes al pasado año 1976.

Número 118. Primer trimestre de 1976

"Resumen de las actividades de la Asociación Técnica Española del Pretensado, durante el año 1975", por R. Piñeiro.

"Algunos problemas actuales en puentes ferroviarios", por J. Grote.

"Tres puentes de ferrocarril de hormigón pretensado", por J. Manterola.

"Puente de Andarax", por R. Chueca.

"Aplicación de las vigas Preflex a los puentes de ferrocarril", por C. Alvarez Penalva.

"Relación entre los conceptos de durabilidad y seguridad", por F. Levi.

"Reglamentaciones nacionales e internacionales en relación con la durabilidad y la seguridad", por R. Lacroix.

"Cubiertas colgantes en rueda de bicicleta", por V.L. Gill.

"Puente construído por empuje del tablero: El viaducto Val Restel", por B. Giovannini.

"Losa ortótropa circular", por A. Samartín y E. Castillo.

"Análisis no lineal de estructuras de barras y de láminas de revolución", por J. Ortiz Herrera.

"Ductilidad en aceros de pretensado", por M.A. Astiz Suarez, M. Elices Calafat y V. Sánchez Gálvez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Número extraordinario 119-120. Segundo y tercer trimestre de 1976

"Informe General sobre la VIII Asamblea Técnica Nacional de la A. T. E. P.", por R. Piñeiro.

"Palabras del Director de la Escuela de Arquitectura Técnica de La Laguna", por M. Ruiz-Benítez de Lugo.

"Discurso inaugural", por J. A. Torroja.

"Clases de comportamiento. Clasificación que modifica la propuesta por el C.E.B. y reduce a tres el número de clases", por V. Solana.

"Cementos puzolánicos en hormigón pretensado", por F. Soria.

"La influencia de los esfuerzos previos de compresión sobre la resistencia a tracción del hormigón", por J. Calavera, E. González Valle y G. González Isabel.

"Algunos ensayos de fragilización por hidrógeno sobre alambres para pretensado", por P. Estellés.

"Introducción de Normas de Control de Calidad en piezas pesadas prefabricadas", por J. Alonso.

"Ensayos de corte en la superficie de contacto entre hormigones de piezas prefabricadas y hormigones vertidos in situ", por J. Calavera, E. González Valle, A. Delibes y J.M. Izquierdo.

"La industria del hormigón preparado y su actuación sobre la calidad del hormigón", por F. J. Martínez Eulate.

"Influencia que los distintos tipos de refrentado ejercen en el ensayo a compresión de probetas de hormigón", por A. Delibes y G. González Isabel.

"Cálculo de la fuerza de neutralización en secciones de hormigón", por J. Murcia.

"Las normas UNE para armaduras de hormigón pretensado", por F.J. Jiménez Atienza.

"Método acelerado de ensayo de relajación", por V. Sánchez Gálvez, M. Elices y M. A. Astiz.

"Investigación en curso sobre tuberías pretensadas", por M. Oliver.

"Recomendaciones para la recepción y utilización de los sistemas de tesado, anclajes y empalmes", R. del Cuvillo.

"Los proyectos de un gran almacén y de un edificio industrial", por J. J. Arenas.

"Algunos casos especiales de aplicación del postesado al refuerzo y consolidación de estructuras de hormigón y otras", por C. Barredo.

"Análisis probabilístico de resultados de ensayos de viguetas CIETAN", por V. Solana.

"Dos edificios pretensados en Madrid", por L. Fernández Troyano.

"Losas planas postesadas", por R. Gomis.

"Edificios singulares con vigas Rubiera-Preflex", por C. Alvarez.

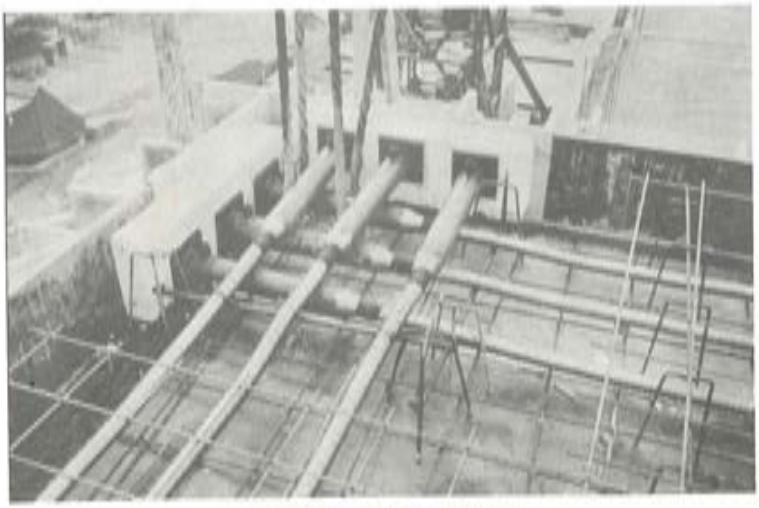
"Ponencia relativa a los puentes construídos entre 1971 y 1975", por C. Fernández Casado.

"Viaductos de Orio y La Baells", por J. Martínez Cólliga.

"Enlace de Reus en la autopista Barcelona-Tarragona", por J. Diamante Corbín.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Control en taller de vigas pretensadas



Losas planas postensadas

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

"La autopista del Ebro: Descripción de dos puentes pretensados", J. Pujó.

"Viaductos de acceso al puente de Rande", por F. del Pozo Frutos, M. Juliá y F. del Pozo Vindel.

"Viaducto del Carril", G. Ontañón.

"Puentes Pórtico y tramos contínuos", por J. J. Arenas.

"Ultimas realizaciones con vigas Rubiera-Preflex", por C. Alvarez.

"Consideraciones sobre los viaductos con tableros de vigas. Realizaciones y perspectivas para el futuro", por J. A. Llombart.

"Dos viaductos construídos por avance en voladizos sucesivos", por M. Juliá, F. del Pozo Frutos, F. del Pozo Vindel y C. Siegrist.

"Puentes construídos por el Grupo Carlos Fernández Casado", por J. Manterola.

"Acueductos de Campos del Río y de La Zarza, en la provincia de Murcia", por J. Herrera.

"Puente de Ascó sobre el río Ebro", por R. Chueca.

"Puente de Juanambú (Colombia)", por J. M. de Villar.

"Nou Pont del Diable. Puente sobre el río Llobregat, en Martorell", por J. A. Fernández Ordoñez, J. Martínez Calzón y J.J. Pifarré.

"El sistema 3E de prefabricación industrial de puentes", por M. Aguiló, J.A. Fernández Ordoñez y J, Martínez Calzón.

"Nuevo puente de San Martín, en Toledo", por R. del Cuvillo.

"Puentes pretensados", por F. Del Pozo Vindel.

"Algunas realizaciones", por M. Moneo.

"Juntas de dilatación y apoyos en los puentes del Tordera. Las juntas Fel-Span", por J. B. Ripoll.

"Grandes recintos de hormigón pretensado al servicio de la energía", por J. Ph. Fuzier.

"La problemática del pretensado en los edificios de contención de las centrales nucleares", por A. Vives.

"La sustitución de apoyos en el puente del Tordera (Gerona)", por J. B. Ripoll.

"Control en taller de vigas pretensadas", por J. A. López Jamar.

"Palabras pronunciadas en la Clausura de la VIII Asamblea de la A. T. E. P., en La Laguna (Tenerife), por F. Arredondo.

Número 121. Cuarto trimestre de 1976

"Determinación de esfuerzos en conjuntos estructurales disimétricos sometidos a solicitación dinámica", por M. Vieco y M. Lomba.

"Estudio de los esfuerzos rasantes y el deslizamiento en los elementos compuestos sometidos a flexión", por J. Dardare.

"Cálculo de las deformaciones en puentes de voladizos sucesivos hormigonados in situ", por J. Diamante Corbín.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

"Descripción del proyecto y construcción de dos puentes postensados en la autopista del Ebro (Enlace del Mediterráneo)", por J. Diamante Corbín.

"Relaciones entre corrosión bajo tensión, doblados y torsiones alternas", por M. Elices y V. Sánchez Gálvez.

Resulta realmente satisfactorio comprobar cómo la casi totalidad de los trabajos que aparecen en nuestra revista son ya artículos originales enviados por los Miembros de la Asociación para su publicación en Hormigón y Acero. Dado además, el elevado nivel técnico de dichos artículos, el prestigio y difusión de la revista es cada vez mayor, dentro y fuera de España, y son ya varios los editores nacionales y extranjeros que se dirigen a nosotros solicitándonos, la necesaria autorización para reproducir en sus publicaciones algunos de estos trabajos, o el establecimiento de un acuerdo de intercambio entre las revistas que ellos editan y la nuestra.

Así, durante 1976, se han formalizado acuerdos de intercambio con la Biblioteca Pública Científica y Técnica de la URSS y la Biblioteca de la Cámara Colombiana de la Construcción, Seccional Antioquia. Se considera que estos acuerdos resultan siempre interesantes ya que nos permiten ampliar el campo de difusión de nuestra técnica.

Confiamos en que estos éxitos que, naturalmente, solo a vosotros os corresponden, os animarán a seguir prestándonos, como hasta ahora, vuestra inapreciable colaboración, digna del mayor elogio y merecedora de toda nuestra gratitud.

Y antes de pasar al punto siguiente queremos llamar la atención sobre una novedad que hemos introducido en la revista y que confiamos en que será acogida favorablemente, puesto que viene a satisfacer los deseos repetidamente expuestos por varios de nuestros lectores.

A partir del presente número y como al principio del mismo se anuncia, todos los artículos originales que en "Hormigón y Acero" se incluyen, quedan sometidos a la discusión y comentarios de todos vosotros, con arreglo a las condiciones que al efecto se establecen.

La mayor parte de las revistas técnicas de los distintos países tienen adoptado, con señalado éxito, este sistema que permite a sus lectores una mayor y más directa participación en los trabajos que en las mismas se incluyen; lo que indudablemente acrecienta el interés con que se recibe la publicación.

El que hasta ahora no se haya hecho así en "Hormigón y Acero", se debe a que la mayoría de los artículos que en ella aparecían eran traducciones. Afortunadamente, la situación ha cambiado y, en la actualidad, como ya se ha comentado, casi todos los trabajos que se publican son originales. Parece pues oportuno introducir esta posibilidad de diálogo que esperamos habrá de tener amplia aceptación. Podéis tener la seguridad de que, si así fuese, todos los que en la revista colaboran se sentirían muy satisfechos y que vuestros comentarios supondrían un gran estímulo para ellos.

3.– DISTRIBUCION DE LIBROS

Además del servicio de intercambio de publicaciones que la F.I.P. tiene organizado entre todos sus Grupos nacionales afiliados (entre ellos la A.T.E.P.) y gracias al cual recibimos toda una serie de revistas especializadas en la técnica del pretensado, editadas en los diferenres países y que, como repetidamente hemos anunciado, están siempre a vuestra disposición, para consulta, en nuestra biblioteca, desde hace años venimos facilitando a los Miembros de la A.T.E.P. que lo solicitan la adquisición de diferentes libros distribuidos por la F.I.P. y que nos son ofrecidos por la citada Federación en unas condiciones especialmente ventajosas, en virtud del acuerdo que con ella tenemos establecido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Dentro de este campo de actividades, durante el pasado año 1976 se han distribuído los siguientes libros:

- Noventa ejemplares de "Guide to Good Practice.– FIP/CEB Recommendations for the design of reinforced and prestressed concrete structural members for fire resistance";
- Ciento cuatro ejemplares de "Reinforced concrete chimneys and towers";
- Noventa y nueve ejemplares de "Structural notes and details";
- Ochenta ejemplares de "Prestressed concrete ocean structures and ships";
- Sesenta y cuatro ejemplares de "Proceedings of the FIP VII Congress in New York, Vol. II";
- Setenta y cuatro ejemplares de "The effect of elevated temperatures on concrete and concrete structures";
- Ochenta y nueve ejemplares de "Guide to Good Practice – Practical Construction";
- Cincienta y seis ejemplares de "Prestressed Concrete Ships. Firts Report";
- Treinta y ocho ejemplares de "Strip method of design", por A. Hillerborg.

Comparando esta relación con las de años anteriores se deduce que este servicio que la A.T.E.P. viene prestando a sus Asociados, tiene cada día mayor aceptación, a pesar de que los plazos transcurridos entre la fecha en que se pasa la oferta y el momento en que se puede proceder a la distribución son cada vez más prolongados, debido a lo lenta y laboriosa que resulta la tramitación necesaria para la importación de tantos libros diferentes y en número tan elevado. La obtención de divisas, el transporte y el despacho en aduana de la mercancía, son los principales factores que ocasionan estos grandes retrasos en la distribución; retrasos que somos los primeros en lamentar pero que, por resultar totalmente ajenos a nuestra voluntad, no podemos evitar.

4.– OTRAS ACTIVIDADES

Nuestra Asociación continúa colaborando, en la medida de sus posibilidades, en cuantas actividades se desarrollan en cualquiera de los campos relacionados con la técnica del pretensado, tanto en España como en el extranjero.

En la mayor parte de las Comisiones Técnicas que tiene organizadas la FIP intervienen, con reconocida eficacia, representantes de la A.T.E.P. Así lo demuestra el hecho de que varios de ellos han sido designados ponentes para la presentación de informes sobre los temas específicos en estudio, en las Sesiones Técnicas programadas con motivo del próximo VIII Congreso Internacional de la F.I.P. que habrá de celebrarse, en Londres, en mayo de 1978.

Por otra parte, durante el año que se comenta, aceptando la invitación de la A.T.E.P., se ha reunido en los locales del Instituto Eduardo Torroja la Comisión de la F.I.P. sobre "Vasijas de presión y depósitos", de la cual forma parte el Sr. Páez en representación del Grupo nacional español.

La Asociación sigue también representada en la Comisión Permanente del Hormigón que, durante 1976, ha ultimado los trabajos de redacción de la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado" que se espera sea promulgada, con carácter interministerial, en los primeros meses de 1977. En estos momentos está siendo revisada por los distintos Ministerios a los que les afecta.

Forma parte también la A. T. E. P. de:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– La Comisión encargada de revisar, completar y perfeccionar las normas vigentes dictadas por el Ministerio de Obras Públicas para tubos de presión, en la parte correspondiente a los tubos de hormigón, tanto armados como pretensados, con y sin camisa de chapa. En dichas normas, contenidas en el "Pliego de prescripciones técnicas generales para tuberías de abastecimiento de agua" y puesto que se refieren a las tuberías fabricadas con todo tipo de materiales, existen numerosas lagunas y faltas de precisión en lo que a los tubos de hormigón afecta.

Para intentar subsanar estos defectos, se ha creado una Comisión con el fin de redactar una normativa más coherente y completa que, en su día, someterá a la consideración de los correspondientes Organos de la Administración, para su aprobación si procede.

Por otra parte, para la redacción de esta normativa y ante la necesidad de contrastar experimentalmente ciertas teorías en discusión y de profundizar en el conocimiento de diversos problemas no suficientemente estudiados, se ha creado un Grupo de Investigación, dependiente de la Comisión citada y en el que también colabora la A.T.E.P.

– Los Grupos de trabajo creados en UNESID para la redacción y revisión de las Normas UNE relativas a aceros para pretensado, y las Comisiones CTT 36/SC16 integradas en ISO y en CECA.

– El Comité y la Comisión del Sello de Conformidad CIETAN para viguetas pretensadas, cuya labor sigue progresando lenta pero continuamente, con el objeto de llegar a implantar un efectivo control de calidad en las industrias dedicadas a la prefabricación en serie de este tipo de piezas, con destino a la construcción de forjados. Se sigue luchando con la falta de apoyo necesaria por parte de los correspondientes Organismos oficiales, que son los únicos que pueden exigir que todos los materiales que se empleen en edificación reunan los necesarios requisitos de calidad. No obstante, las perspectivas son cada día más optimistas pues, en la actualidad, se está promulgando ya la legislación pertinente que prescribe la obligatoriedad del cumplimiento de las acciones imprescindibles para garantizar la calidad de las construcciones; y una de estas acciones es, precisamente, la exigencia de empleo de productos y materiales avalados por marcas o sellos de conformidad oficialmente homologados.

– Dentro de esta línea de lucha por la calidad, se debe mencionar también la colaboración con el Comité de la Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad. Precisamente, y como en su día ya se ha anunciado, en junio de 1977 se van a celebrar, en Bilbao las "Primeras Jornadas Nacionales de Control de Calidad en la Construcción" que se espera habrán de constituir un paso importante para despertar la necesaria conciencia de calidad en todos los técnicos y ramas de la técnica que, de una forma u otra, intervienen en la construcción. Se trata de reunir, durante unos días, a todas aquellas personas que estén interesadas en estos problemas, con el fin de estudiar y discutir los métodos idóneos que permitan garantizar que las obras cumpliran, al más bajo costo posible, los necesarios requisitos de seguridad, funcionalidad, serviciabilidad y durabilidad, teniendo en cuenta incluso los gastos de mantenimiento.

Aprovechamos esta oportunidad para llamar la atención de todos nuestros Asociados sobre el interés de estas Jornadas. La participación en las mismas creemos que puede resultar muy provechosa para cuantos se preocupan por la calidad que, logicamente, deberían ser todos aquellos que desarrollan sus actividades en cualquiera de los campos relacionados con la construcción.

Los interesados en el tema pueden dirigirse a la Secretaría del Comité Organizador de las Jornadas, Escuela Superior de Ingenieros Industriales (L.J. Torrontegui), Alameda de Urquijo s/n, Bilbao–13.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

— Por último diremos que también la A.T.E.P. ha prestado su colaboración al desarrollo del Curso que, organizado por el CEIA, bajo la dirección de D. José Antonio Torroja, se celebró durante los días 31 de mayo al 4 de junio del pasado año 1976, con el título de "Segundas Jornadas Nacionales del Hormigón Pretensado", y en el cual participaron más de ochenta técnicos de diversas especialidades.

***

Queremos terminar ya esta reseña de actividades. Nos falta todavía hacer algún comentario sobre los trabajos actualmente en curso, o programados para 1977. La falta de espacio nos obliga a ser lo más breves posible, por lo que vamos a referirnos únicamente a tres temas que estimamos merecen una mención especial.

En primer lugar, debemos informar que, publicado ya el Manual H.P. 4-76, se han iniciado los trabajos para la preparación del que ha de ser el quinto de esta serie y en el cual se tratará del tema de la "Colocación de armaduras". Se ha invitado a colaborar en la correspondiente Comisión de redacción, a todos los Miembros de la A.T.E.P.; y se han ofrecido ya para formar parte de la misma, más de 20 de nuestros Asociados, especializados en los problemas que habrán de estudiarse en este Manual. La Comisión ha celebrado sus primeras reuniones, para preparar el índice que habrá de servir de guía en el desarrollo de la labor que tiene encomendada.

El segundo de los trabajos importantes iniciados es el de la preparación del tercer tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas".

Como bien sabéis, con motivo de los Congresos Internacionales que cada cuatro años organiza la F.I.P., nuestra Asociación viene presentando una publicación especial en la que se describen las principales realizaciones españolas en el campo del pretensado. El primer tomo se preparó para el Congreso celebrado en Praga en 1970, el segundo para el de 1974 en Nueva York y, ahora, se quiere preparar el tercero para llevarlo al Congreso que se celebrará en Londres en 1978.

Cuando, hace ya años, se decidió editar esta serie de publicaciones, se discutieron ampliamente sus pros y sus contras. Por una parte, es indudable que supone un gran esfuerzo para todos, tanto desde el punto de vista económico como por lo laborioso que resulta el trabajo de recopilación y selección de datos, planos, fotografías, etc., su posterior ordenación, redacción del texto para su envío a imprenta y la edición final del libro. Pero, por otra parte, se llegó a la conclusión de que era éste el procedimiento más idóneo para dar a conocer, en todo el mundo, las actividades y realizaciones españolas en el campo del pretensado; y que merecía la pena abordar esta labor con todas sus consecuencias.

Naturalmente, para llevar a buen término este propósito resultaba imprescindible contar con la incondicional colaboración, en todos los órdenes, de todos vosotros, de todos los Miembros de la Asociación. Como en tantas otras ocasiones, esta colaboración no nos faltó y ahí están los dos primeros tomos ya publicados, que han venido a confirmar lo acertado de la resolución adoptada.

En estos momentos, estamos ya metidos de nuevo en el tema; se ha empezado el trabajo de recopilación de datos, la demanda de ayudas, etc., etc. Pero ésto es sólo el principio. Por eso desde aquí queremos llamar vuestra atención sobre el particular y preveniros de que, a lo largo del año que ahora se inicia, habremos de molestaros varias veces con nuestras peticiones. Estamos seguros de que, como siempre, no habréis de negarnos vuestro apoyo, técnico y económico, y podremos una vez más alcanzar con éxito el objetivo que nos hemos propuesto, y que habrá de redundar en beneficio de todos al servir de propaganda, tanto en España como en el Extranjero, de cuantas estructuras interesantes pretensadas se construyen en nuestro país, de los materiales y equipos que en ellas se utilizan y de los técnicos y empresas que las proyectan y realizan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La tercera de las actividades programadas para 1977, y la última que vamos a comentar, se refiere a la participación de la A.T.E.P. en las Primeras Jornadas Ibero Latinoamericanas del Hormigón Pretensado que se celebrarán, en la ciudad de Buenos Aires, durante los días 3 al 7 del próximo octubre.

Según se informó en su momento, la organización de estas Jornadas se ha venido gestionando, desde hace un par de años, por la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, en íntimo contacto con la nuestra, con la que desde el primer momento se ha contado para todo, incluso para la fijación de la fecha, y de la que se espera una total y eficaz colaboración a la cual nos hemos ya comprometido.

En estas Jornadas, además de las Sesiones Técnicas de Trabajo, se celebrarán reuniones entre las delegaciones de los distintos países participantes, con el objeto de llegar a constituir una confederación de las Asociaciones Ibero Latinoamericanas para actuar conjuntamente dentro del marco de la F.I.P., formando así un grupo de mayor peso específico dentro de la Federación Internacional; lo que es indudable que puede resultar beneficioso. Conviene señalar que, de este proyecto, se ha informado a los órganos directivos de la F.I.P., los cuales se han mostrado conformes con el mismo.

Por todas estas circunstancias, nuestra Asociación se encuentra especialmente interesada en que la delegación española sea lo más numerosa posible y presente muchas y buenas comunicaciones. Tenemos el compromiso moral de colaborar, sin regatear esfuerzos, al mayor éxito de las Jornadas.

El temario de las Sesiones Técnicas abarca todas las áreas específicamente relacionadas con el hormigón pretensado: materiales; proyecto y diseño; tecnología y equipos; investigaciones, y realizaciones. Habrá también conferencias especiales, proyección de documentales, diversas excursiones técnicas y turísticas y, sobre todo, una mágnifica oportunidad para establecer relaciones y estrechar lazos con todos cuantos, en los países americanos hermanos nuestros por razones de cultura, idioma, etc., desarrollan sus actividades en el campo del pretensado. Los idiomas oficiales de las reuniones serán, como es lógico, el español y el portugués, exclusivamente.

Los que estéis interesados en participar en estas Jornadas, que esperamos que seáis muchos, podéis dirigiros a la Secretaría de la A.T.E.P. la cual os facilitará el impreso provisional de inscripción y un primer folleto informativo en el que se detallan todos los pormenores relativos a las reuniones programadas.

***

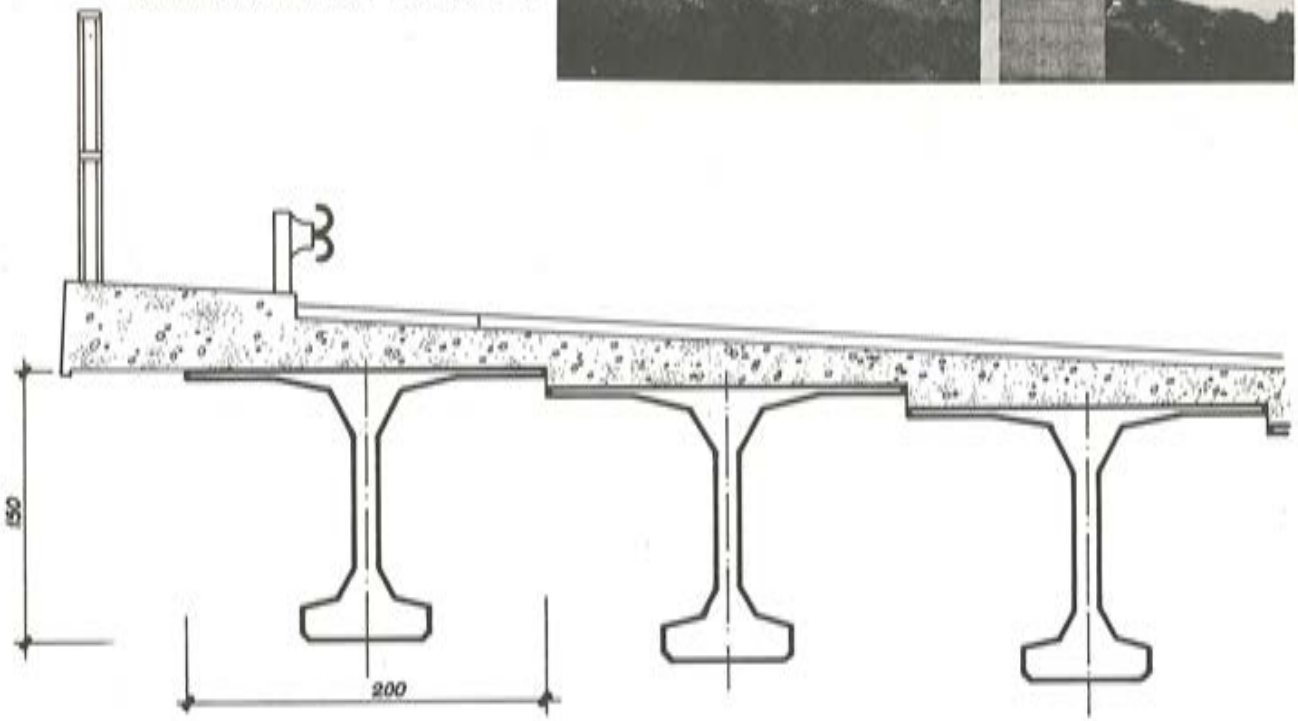
Y terminamos ya. De cuanto resumidamente queda expuesto se deduce que nuestra Asociación, durante un año más, ha seguido cumpliendo la labor que desde su creación tiene encomendada de acuerdo con sus Estatutos fundacionales. Y, como tantas veces hemos dicho, ésto ha sido posible únicamente gracias a vuestra constante e incondicional ayuda pues, tal y como la A.T.E.P. está organizada, todas sus actividades se basan en la colaboración que tan generosamente siempre le habéis prestado y que, estamos seguros, nunca habrá de faltarnos. Y esta indiscutible realidad es la que nos permite mirar con confianza el futuro y poder predecir que la marcha ascendente de la Asociación no encontrará obstáculos insalvables y su crédito y su ya reconocido prestigio seguirán acrecentándose, tanto dentro como fuera de nuestras fronteras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Grupo de Empresas CADE

PREFABRICACION EN HORMIGON

VIADUCTO DEL GAYA
AUTOPISTA DEL EBRO,
TRAMO ZARAGOZA-MEDITERRANEO
PROYECTO: IBERING
CONSTRUCCION: EDIFICIOS Y OBRAS, S. A.



VIGAS T 200 × 150 DE 34,50 m DE LONGITUD

CADE
Monte-Esquinza, 30 - Tel. 410 11 12 - Madrid-4

PRESUM
Av. de la Borbolla, 13-15 - Tel. 23 61 17 - Sevilla-4

PIMOSA
Gerona, 2 - Tel. 225 30 02 - Barcelona-10

CADETEC
Monte-Esquinza, 30 - Tel. 419 34 74 - Madrid-4

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas y Entidades Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas

sello de conformidad

IETSID

barras corrugadas

MARCAS EN POSESION DEL SELLO:

- ACEROTOR .....
- ALTRES .....
- EURA .....
- NERSID .....
- REA .....
- TETRACERO .....
- UCIN .....
- VAL .....

(Ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente
Datos al 31 de diciembre de 1976

Válida hasta el
1 de julio de 1977

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

sello de conformidad

CIETSID

ORGANIZACION

- Creado por iniciativa de UNESID, con la colaboración del IET cc y CENIM
- Regido por unos Estatutos y una Comisión formada por representantes de diversos Organismos Oficiales, de la Administración y de Fabricantes (*)
- Basado en UNE 36088

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

- la materia prima se encuentra debidamente clasificada
- el proceso de fabricación es adecuado
- los medios de control se ajustan a las especificaciones del Sello (*)

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos

y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado, que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

- la fabricación parte de materia prima homogénea
- el fabricante dispone de los medios adecuados de fabricación y control
- la calidad estadística de su producción es adecuada
- el producto se encuentra en posesión del Certificado de Homologación de Adherencia, que es obligatorio según el artículo 9.3 de la Instrucción EH 73

EL SELLO CIETSID EDITA, PERIODICAMENTE, LA LISTA DE FABRICANTES QUE SE BENEFICIAN DEL MISMO

(*) La normativa del Sello, puede consultarse o adquirirse en la Secretaría del Sello:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA - Costillares (Chamartín) MADRID 33 Apdo. 19002, Tlfno.: 202 04 40

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Método de cálculo de las pérdidas de pretensado en piezas pretesas curadas al vapor

Vicente Sánchez Galvez
Manuel Elices Calafat
Universidad Politécnica de Madrid
Escuela de Ingenieros de Caminos
Departamento de Física Aplicada

1. INTRODUCCION

En los últimos años se ha ido extendiendo el uso del vapor para el curado de piezas pretensadas con armaduras pretesas. Las piezas hormigonadas en el banco de tesado se someten al curado al vapor, al cabo de 4 a 10 horas después de hormigonar, manteniéndose el curado por espacio de 6 a 12 horas. La temperatura que alcanza la pieza durante el curado suele oscilar entre 60° y 80°C, observándose recientemente una tendencia a aumentar estos valores. Posteriormente, se sueltan las armaduras del banco transfiriéndose la fuerza de pretensado al hormigón.

Un hecho experimental conocido es que la temperatura aumenta extraordinariamente las pérdidas de tensión por relajación de los aceros de pretensado [1], por ello se comprende el gran interés existente por conocer las pérdidas de tensión que suceden durante el proceso de curado de piezas pretensadas. Se han realizado numerosos ensayos para medir estas pérdidas, tratando de reproducir en laboratorio las condiciones reales del acero de pretensado en el banco de tesado [2] [3], habiéndose observado que el curado al vapor aumenta considerablemente las pérdidas de tensión en el acero pero posteriormente la tensión se mantiene prácticamente constante con el tiempo.

Recientemente hemos encontrado una expresión teórica para la relajación de los aceros de pretensado [4] que se ha mostrado válida para explicar las pérdidas de tensión con tensiones iniciales hasta el 80 por 100 de la carga unitaria máxima y temperaturas inferiores a 80°C. Puesto que en las piezas curadas al vapor la temperatura no suele sobrepasar los 80°C y la tensión en el acero suele ser inferior al 80 por 100 de la carga unitaria máxima, la teoría citada debe ser válida para predecir las pérdidas de pretensado durante el curado al vapor. Por ello, hemos desarrollado un método de cálculo en que se aplica dicha teoría, comprobándose que los resultados que se obtienen del mismo presentan igual comportamiento que el observado en la práctica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2. METODO DE CALCULO

Desde el momento de anclar la armadura activa al banco de tesado, comienza a reducirse la fuerza de pretensado por las siguientes causas, sucesivamente:

a) Relajación del acero a temperatura ambiente, hasta que comienza el curado.

b) Aumento de la temperatura del acero durante el curado. El hormigón se dilata durante el calentamiento y si la adherencia es total, arrastra al acero manteniéndose la tensión constante; si la adherencia no es perfecta se reduce la fuerza de pretensado. Esta pérdida puede recuperarse parcialmente durante el enfriamiento pero no totalmente puesto que la adherencia después del curado es siempre mayor que cuando el hormigón está fresco.

c) Relajación del acero a temperatura alta.

d) Acortamiento elástico del hormigón al transferir la fuerza de pretensado.

e) Retracción y fluencia del hormigón combinadas con la relajación del acero a temperatura ambiente.

El método de cálculo que expondremos a continuación, consiste en determinar la tensión existente en el acero en todo instante del proceso descrito.

a) Durante el tiempo que transcurre desde que se ancla el acero en el banco de tesado, hasta que comienza el curado el acero sigue un proceso de relajación isoterma a temperatura ambiente, viniendo dada la tensión σ del mismo, en todo instante, por la expresión [4]

$$\frac{\sigma_0 - \sigma}{E} = \left(\frac{\sigma}{P} + \frac{K\,T_0\,M}{VP}\ln \nu t\right)^m - \left(\frac{\sigma_0}{P} + \frac{K\,T_0\,M}{VP}\ln \nu t_0\right)^m \qquad [1]$$

donde σ_0 es la tensión inicial, E el módulo de elasticidad, K la constante de Boltzmann, T_0 la temperatura ambiente expresada en grados Kelvin, t el tiempo, t_0 el tiempo que dura la puesta en carga del acero, M, V y ν constantes que valen respectivamente 3, $4{,}375 \cdot 10^{-22}$ cm^3 y 10^{-13} s^{-1}; P y m parámetros característicos del material que pueden determinarse con un ensayo de relajación o con el método acelerado desarrollado por los autores anteriormente [5].

Para mayor facilidad del cálculo, la expresión [1] puede escribirse:

$$\log t = K_2 \left\{ \left(\frac{\sigma_0 - \sigma}{E} + K_3\right)^{1/m} - \frac{\sigma}{P} - K_1 \right\} \qquad [2]$$

siendo:

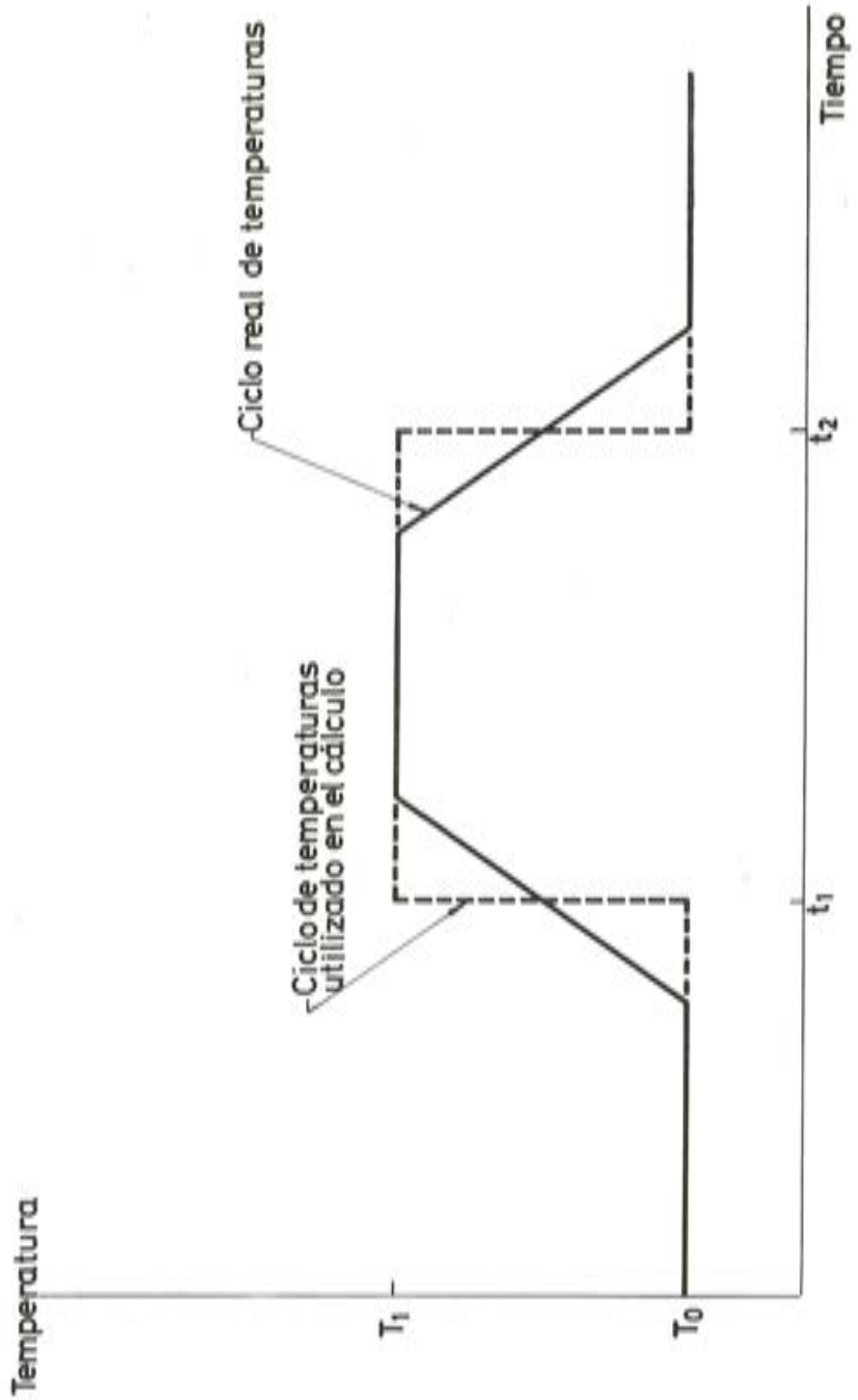
$$K_1 = \frac{K\,T_0\,M \ln \nu}{VP}; \quad K_2 = \frac{VP}{K\,T_0\,M \ln 10}; \quad K_3 = \left(\frac{\sigma_0}{P} + \frac{K\,T_0\,M}{VP}\ln \nu t_0\right)^m \qquad [3]$$

La ecuación se resuelve por tanteos y nos da σ para cada tiempo t.

b) Durante el calentamiento de la pieza el hormigón fresco se dilata $\alpha\,(T_1 - T_0)$ por unidad de longitud; siendo T_1 la temperatura final de curado y α el coeficiente de dilatación que aunque depende ligeramente del tipo de hormigón, puede tomarse $1{,}1 \cdot 10^{-5}$ $(^\circ)^{-1}$ para el cálculo.

Si la adherencia entre el acero y el hormigón fresco fuera perfecta, el hormigón al

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

dilatarse arrastraría al acero (compensando las pérdidas por dilatación) y la tensión de éste no se vería alterada, a excepción de la pérdida por relajación que después consideraremos. Por otro lado, si no existiera adherencia alguna, el aumento de la temperatura ocasionaría una reducción de la tensión en el acero, dada por $E\,\alpha\,(T_1 - T_0)$. En la realidad, existirá una cierta adherencia y la reducción de tensión en el acero será menor de ese valor:

$$\Delta\sigma_1 = C\,E\,(T_1 - T_0) \qquad [4]$$

siendo C un coeficiente comprendido entre 0 y 1 que depende según hemos dicho, de la adherencia existente entre el acero y el hormigón fresco. (A estas pérdidas se las suele llamar en la literatura inglesa, "loosening"). Es éste dato el origen principal de indeterminación en el valor de las pérdidas de tensión. A falta de datos experimentales, puede tomarse $C = 0{,}5$.

La pérdida de tensión dada por [4] puede recuperarse, al menos en parte, durante el enfriamiento posterior al curado, en que sucede el efecto contrario. Sin embargo, puesto que el hormigón endurecido habrá desarrollado una adherencia muy superior a la del hormigón fresco, la recuperación de tensión es mucho menor que la pérdida dada por [4] y quedamos del lado de la seguridad suponiendo que es nula.

c) Desde que comienza el calentamiento hasta que termina el enfriamiento, el acero pierde tensión por relajación en un proceso a temperatura variable en que no pueden aplicarse directamente resultados de ensayos de relajación isotermos a altas temperaturas para el cálculo de las pérdidas de tensión, ya que la tensión en el acero en todo instante es función de toda la historia térmica que ha sufrido desde el momento del tesado.

Con el método de cálculo que exponemos, puede determinarse la pérdida de tensión por relajación en este proceso anisotermo. Aunque la historia térmica sufrida por el material puede introducirse con toda generalidad, las ecuaciones que se obtienen son muy complicadas, por lo que para mayor sencillez se simplifican el proceso térmico real por el ficticio que muestra la figura 1:

$$\begin{array}{ll} t < t_1 & T = T_0 \\ t_1 < t < t_2 & T = T_1 \\ t > t_2 & T = T_0 \end{array} \qquad [5]$$

siendo t_1 el valor medio en tiempos entre el comienzo y el final del calentamiento y t_2 el análogo en el enfriamiento.

Hay que hacer notar que aún con este proceso térmico simplificado no pueden utilizarse las fórmulas [1] y [2] que son válidas para un proceso isotermo, ya que ahora, para $t > t_1$, la tensión en el acero es función de toda la historia térmica sufrida, que ha sido T_0 hasta el tiempo t_1 y T_1 desde el tiempo t_1 hasta el tiempo t. Para utilizar las fórmulas [1] y [2] se recurre a calcular previamente para cada tiempo t, la temperatura absoluta T que denominaremos temperatura equivalente que originaría en un proceso isotermo la misma relajación que tiene lugar con el proceso de temperaturas real [6]. Esta temperatura que lógicamente está comprendida entre T_0 y T_1, viene dada por la expresión:

$$t_1\,(\nu\,t)^{-T/T_0} + (t - t_1)\,(\nu\,t)^{-T/T_1} = \frac{1}{\nu} \qquad [6]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

que hay que resolver por tanteos para cada tiempo t. Con esta temperatura T, pueden ya utilizarse las ecuaciones [1] y [2] que quedan después de incluir el "loosening":

$$\frac{\sigma_0 - \sigma - \Delta\sigma_1}{E} = \left(\frac{\sigma}{P} + \frac{K\,T\,M}{V\,P}\ln \nu t\right)^m - \left(\frac{\sigma_0}{P} + \frac{K\,T_0\,M}{V\,P}\ln \nu t_0\right)^m \qquad [7]$$

o bien:

$$\log t = K'_2 \left\{ \left(\frac{\sigma_0 - \sigma - \Delta\sigma_1}{E} + K_3\right)^{1/m} - \frac{\sigma}{P} - K'_1 \right\} \qquad [8]$$

siendo:

$$K'_1 = \frac{K\,T\,M \ln \nu}{V\,P}\,, \quad K'_2 = \frac{V\,P}{K\,T\,M \ln 10} \qquad [9]$$

y obteniéndose $\Delta\sigma_1$ de la ecuación [4].

d) Durante el enfriamiento de la pieza la relajación en el acero se detiene de forma que, si como hemos dicho se supone que no se recupera tensión por la contracción del hormigón, la tensión en el acero permanece constante, sea σ_2 calculada con la ecuación [8] para $t = t_2$. Al transferir la fuerza de pretensado al hormigón, éste sufre un acortamiento elástico que se traduce en una reducción de la tensión en el acero dada por la expresión:

$$\Delta\sigma_a = \frac{w\,\eta}{1 + w}\,\sigma_2 \qquad [10]$$

siendo w la relación entre el área de la sección de acero y la correspondiente de hormigón y η la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón.

e) El cálculo de la relajación del acero para tiempos mayores de t_2 exige calcular previamente para cada tiempo t, la temperatura equivalente T mediante la fórmula [6]:

$$(t + t_1 - t_2)\,(\nu\,t)^{-T/T_0} + (t_2 - t_1)\,(\nu\,t)^{-T/T_1} = \frac{1}{\nu} \qquad [11]$$

En este caso, la relajación del acero no puede aumentar hasta el tiempo t' que cumpla:

$$\frac{\sigma_{t'}}{P} + \frac{K\,T'\,M}{V\,P}\ln \nu t' > \frac{\sigma_2}{P} + \frac{K\,T_2\,M}{V\,P}\ln \nu t_2 \qquad [12]$$

donde hemos llamado T' y T_2 a las temperaturas equivalentes para los tiempos t' y t_2 respectivamente. $\sigma_{t'}$ es la tensión en el tiempo t', obtenida restando a σ_2 el término $\Delta\sigma_a$ dado por [10] y las pérdidas de tensión por retracción y fluencia del hormigón. Con frecuencia el tiempo t' resulta mayor que la vida probable de la obra, por lo que puede afirmarse que tras el curado al vapor, el acero de pre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tensado alcanza una estabilización completa. En caso contrario, pueden calcularse las pérdidas por relajación para tiempos mayores de t' con la fórmula siguiente:

$$\frac{\sigma_0 - \sigma - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_s}{E} = \left(\frac{\sigma}{P} + \frac{k\,T\,M}{V\,P}\ln \nu\, t\right)^m - \left(\frac{\sigma_0}{P} + \frac{k\,T_0\,M}{V\,P}\ln \nu\, t_0\right)^m \qquad [13]$$

donde en $\Delta\sigma_s$ deben incluirse las pérdidas de tensión por acortamiento elástico del hormigón y por fluencia y retracción de éste.

La pérdida de la fuerza de pretensado originada por la retracción y fluencia del hormigón, puede calcularse utilizando el método descrito por las Recomendaciones CEB-FIP [7], teniendo en cuenta que para tiempos menores de t' que según hemos dicho, cubre frecuentemente la vida probable de la obra, no se tiene un proceso de fluencia-relajación combinadas, ya que la relajación no aumenta en ese período. Unicamente debe considerarse la combinación fluencia-relajación para tiempos mayores de t'.

3. EJEMPLO NUMERICO

Se ha realizado un ejemplo de aplicación del método descrito a un caso real definido por los siguientes datos:

Tensión inicial en el acero	$\sigma_0 = 116{,}8$ kg/mm²
Duración de la puesta en carga	$t_0 = 2$ minutos
Temperatura ambiente	$T_0 = 20°C = 293°K$
Temperatura de calentamiento durante el curado	$T_1 = 70°C = 343°K$
Tiempo medio de comienzo del curado	$t_1 = 6$ h
Tiempo medio de final del curado	$t_2 = 14$ h
Módulo de elasticidad del acero	$E = 20.000$ kg/mm²
Relación entre sección de acero y de hormigón	$w = 1{,}687$ por 100
Relación entre módulos de elasticidad	$\eta = 5{,}71$
Parámetros característicos del acero, obtenidos de un ensayo de relajación isoterma a 20°C	$P = 298$ kg/mm² $m = 33$

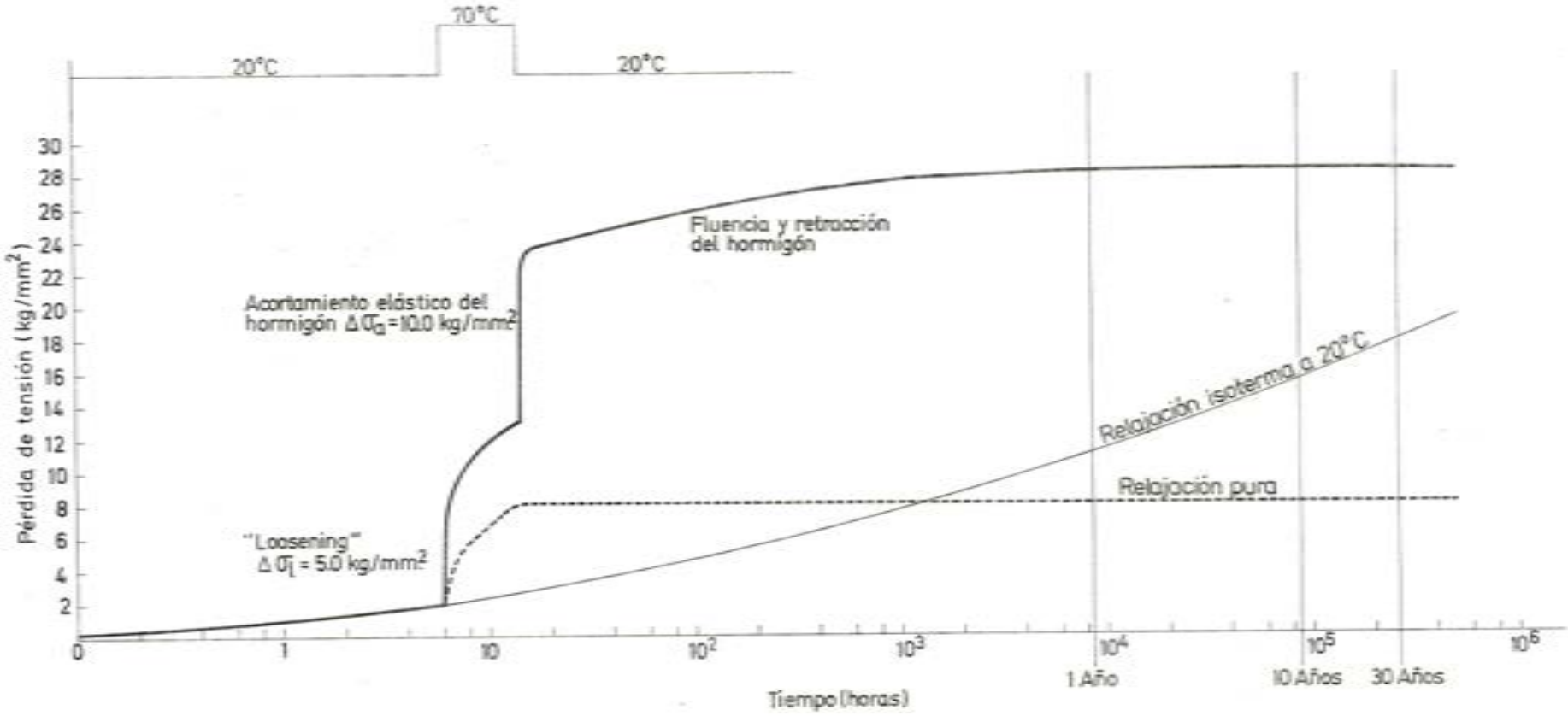
Los resultados del cálculo se recogen en la figura 2, donde se han indicado también los valores calculados para la relajación isoterma a 20°C, observándose que el curado al vapor aumenta mucho las pérdidas de tensión a corto plazo, pero el acero queda estabilizado hasta tiempos muy grandes. (En el cálculo realizado hemos llegado hasta 30 años sin haber alcanzado el tiempo t').

Este resultado concuerda con lo observado experimentalmente por numerosas investigaciones precedentes [2] [3]. Hemos de hacer notar que la relajación pura del acero en una pieza curada al vapor puede ser, a largo plazo, inferior a la que se tiene extrapolando los resultados de un ensayo isotérmico a 20°C. (En el cálculo realizado para tiempos mayores de 1.200 horas, la relajación pura del acero sometido al calentamiento, es ya inferior a la relajación isoterma a 20°C).

Sin embargo, no sucede lo mismo con las pérdidas de pretensado totales que siempre son superiores a las que tienen lugar en un proceso de relajación isotérmica a 20°C, ya que aunque podría pensarse, a la vista de las pendientes de ambas curvas en la figura 2, que pueden llegar a cortarse para tiempos suficientemente grandes, mucho antes de que suceda tal cosa se alcanzaría el tiempo t' en que la relajación del acero de la pieza curada al vapor comienza a aumentar de nuevo, variando con ello la pendiente de la curva de pérdidas totales de tensión, de forma que nunca llega a cortar a la curva de relajación isoterma a 20°C.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



4. CALCULO DE LA PERDIDA DE PRETENSADO A LARGO PLAZO

Al proyectista le interesa disponer de un método rápido de cálculo de la pérdida de pretensado a largo plazo, sin necesidad de calcular todos los valores intermedios de la tensión en la armadura. Por este motivo, se indica a continuación el siguiente esquema operativo.

En primer lugar, necesita conocer los parámetros característicos del acero P y m obtenidos de un ensayo de relajación a 20°C o acelerado con el método descrito por los autores con anterioridad [5].

A continuación, debe calcularse la tensión σ_2 que se tiene en la armadura al final del curado. Para ello, mediante la ecuación [6] debe calcularse la temperatura equivalente T para el tiempo $t = t_2$ en que termina el curado y con la ecuación [4] determinarse la pérdida de tensión por dilatación del hormigón ("loosening") $\Delta\sigma_1$. Finalmente, con los valores de T y $\Delta\sigma_1$ obtenidos, se entra en la ecuación [8] que determina la tensión $\sigma = \sigma_2$ para el tiempo $t = t_2$ de final del curado.

Conocida la tensión σ_2, puede calcularse con la ecuación [10] la pérdida de tensión por acortamiento elástico del hormigón, $\Delta\sigma_a$.

Con la ecuación [12] debe determinarse el tiempo t' en que comienzan a aumentar de nuevo las pérdidas por relajación del acero y compararlo con la vida probable de la estructura.

Si el tiempo t' es mayor que la vida de la estructura, la relajación del acero se mantendrá estable a efectos de cálculo. Puede entonces determinarse la pérdida de pretensado por retracción y fluencia del hormigón, utilizando el método recomendado por CEB-FIP [7], que no detallaremos aquí:

$$\Delta\sigma_r = E\,\epsilon_0\,k_b\,k_e\,k_p\,k_t \qquad [14]$$

$$\Delta\sigma_f = \varphi_t\,\sigma_b'\,\frac{E}{E_{b\,28}} \qquad [15]$$

donde como tiempo t debe tomarse la vida de la obra. En este caso, la pérdida de tensión total a largo plazo será por tanto:

$$\Delta\sigma_s = (\sigma_0 - \sigma_2) + \Delta\sigma_a + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_f \qquad [16]$$

siendo el primer término el debido a relajación del acero y dilatación durante el curado, el segundo al acortamiento elástico del hormigón al transferir la fuerza de pretensado y el tercero y el cuarto, a la retracción y fluencia del hormigón respectivamente.

Si el tiempo t' resulta inferior a la vida de la estructura, la relajación sólo se mantiene estable hasta dicho tiempo t'.

Las pérdidas de tensión hasta ese instante por retracción y fluencia del hormigón, pueden calcularse con las ecuaciones [14] y [15] para $t = t'$. Para tiempos mayores de t' el acero pierde tensión por fluencia-relajación combinadas. Esta pérdida de tensión adicional puede calcularse de acuerdo con la recomendación CEB-FIP [7], con la expresión:

$$\Delta\sigma_e = \Delta\sigma_p \left(1 - 3\,\frac{\Delta\sigma_{r+f}}{\sigma_{t'}}\right) \qquad [17]$$

siendo $\sigma_{t'}$ la tensión en el acero en el instante t', $\Delta\sigma_{r+f}$ las pérdidas de tensión por retracción y fluencia desde el tiempo t' hasta el fin de la vida de la obra t:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$\Delta\sigma_{r+f} = E\,\epsilon_0\,k_b\,k_e\,k_p\,(k_t - k_{t'}) + \sigma'_b\,\frac{E}{E_{b\,28}}\,\varphi_{(t-t')} \qquad [18]$$

y $\Delta\sigma_p$ la pérdida de tensión por relajación pura del acero que viene dada por la expresión siguiente:

$$\frac{\Delta\sigma_p}{E} = \left(\frac{\sigma_{t'} - \Delta\sigma_p}{P} + \frac{k\,T\,M}{VP}\ln\nu\,t\right)^m - \left(\frac{\sigma_{t'}}{P} + \frac{k\,T'\,M}{VP}\ln\nu\,t'\right)^m \qquad [19]$$

siendo t el tiempo de vida de la estructura y T la temperatura equivalente para dicho tiempo. Finalmente, la pérdida total de tensión será en este caso:

$$\Delta\sigma_s = (\sigma_0 - \sigma_{t'}) + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma_{r+f} \qquad [20]$$

correspondiendo el primer término a las pérdidas hasta el instante t', el segundo a la pérdida adicional por relajación efectiva del acero y el tercero a la pérdida adicional por retracción y fluencia del hormigón.

Los comentarios a este artículo deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de abril.

REFERENCIAS

(1) Mihailov, K.V.
"Stress Relaxation of High-Tensile Steel"
Symposium FIP, Madrid 1968 - General Report.

(2) Nader, M.N.
"Influence de l'étuvage sur la relaxation des armatures en précontrainte par pre-tension".
Publications Techniques du CERIB N° 21 - 1975.

(3) Van Herberghen, P., Lambotte, H., Van Acker, A.
"Etude des pertes de précontrainte par relaxation de l'acier sous l'influence d'un cycle d'étuvage".
Congress International FIP - New York 1974.

(4) Sánchez Gálvez, V., Elices, M., Astiz, M.A.
"A new formula for relaxation of stress-relieved steels".
Materiaux et constructions - N° 54 Nov. - Dic. 76.

(5) Sánchez Gálvez, V., Elices, M., Astiz, M.A.
"Método acelerado de ensayo de relajación".
Hormigón y acero - N° 119-120 - pp. 97. 1976.

(6) Sánchez Gálvez, V., Elices M.
"Relajación de tensiones a temperatura variable".
Anales de Física. Pendiente de publicación.

(7) CEB - FIP.
"Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton".
Congress FIP - Prague 1970.

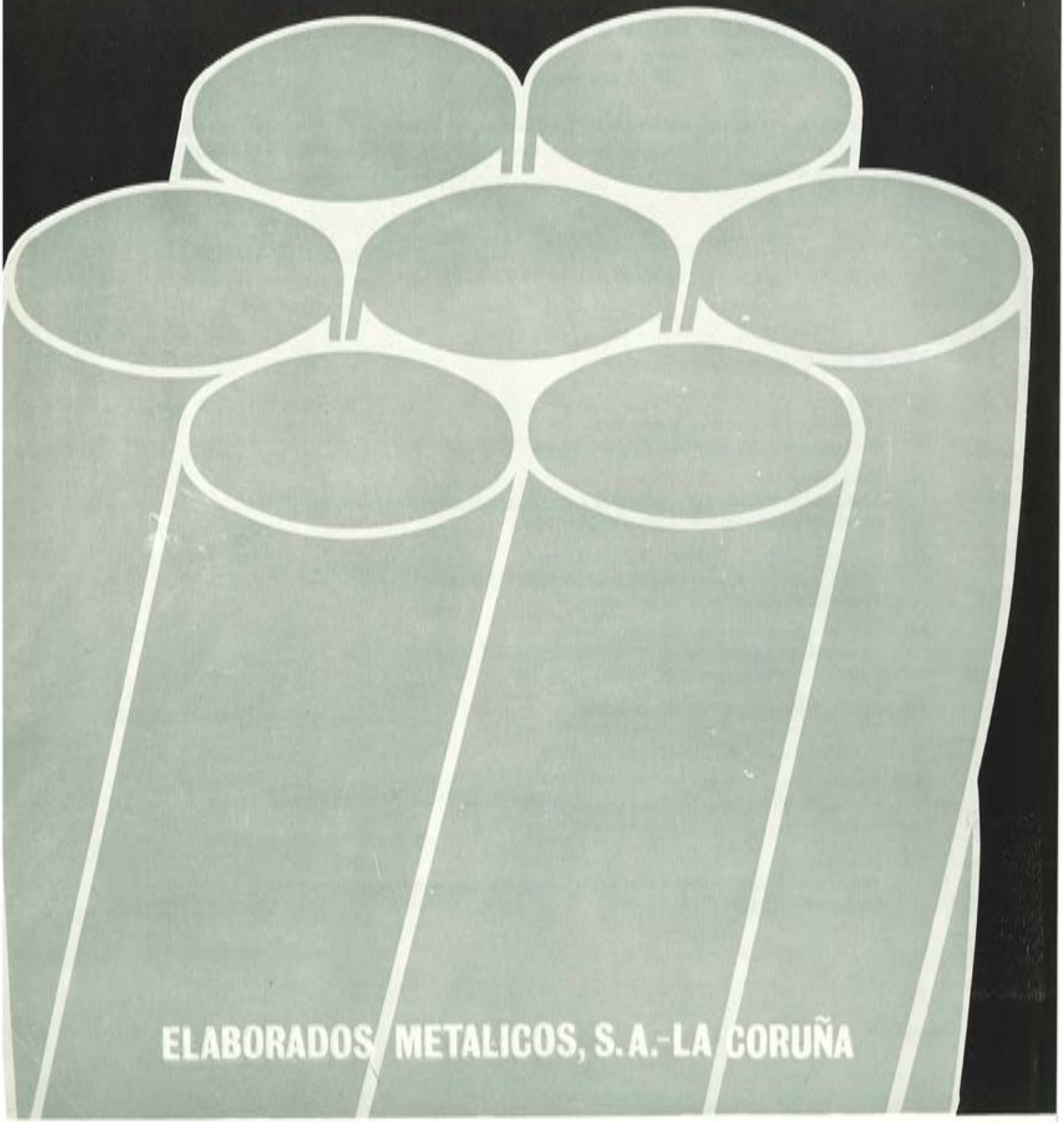
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

EMESA

Stress-Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrette
& Low relaxation

•

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Acciones excepcionales y colapso progresivo en estructuras de edificación

Por: Vicente Solana
Instituto Eduardo Torroja

1.–INTRODUCCION

Se pretende en este trabajo dar cuenta de la situación actual del problema de diseño de estructuras de edificación en prevención del colapso progresivo ocasionado por acciones excepcionales. Aunque el problema es común a todo tipo de estructuras, se trata aquí de manera específica el problema del colapso progresivo en estructuras de edificación construidas con paneles prefabricados de grandes dimensiones.

Se intenta, de una parte, llamar la atención sobre la necesidad actual de considerar el problema de colapso progresivo en estructuras, y de otra parte, proporcionar información sobre los planteamientos y soluciones posibles al problema que pudieran ser de utilidad a los proyectistas españoles, en la medida en que éstos no han sido recogidos por el momento en las Instrucciones y Normas españolas, haciendo referencia a las posiciones actuales sobre el tema, en otros Reglamentos y Códigos.

En este trabajo, de carácter general, no se explican con detalle los métodos y procedimientos de diseño contenidos en aquellos Códigos, ni se dan soluciones acabadas de aplicación práctica. Para tales fines, se recomienda en cada caso consultar las referencias aquí indicadas.

Primeramente se hace un análisis de las acciones excepcionales en estructuras de edificación estableciendo su definición, su clasificación y una aproximación a las probabilidades de ocurrencia de tales acciones. Se exponen los posibles métodos generales de diseño en prevención del colapso progresivo y se estudia con mayor detalle el denominado método alternativo, basado en la resistencia de los sistemas estructurales secundarios originados después de una rotura o colapso locales.

En este trabajo se siguen las líneas de la Comisión 23-W-A "Muros portantes" del C.I.B.* presidida por el Profesor B. Lewicky, donde se ha llegado a las soluciones más avanzadas al problema del colapso progresivo en estructuras prefabricadas a base de grandes paneles. El C.E.B.**

* International Council for Building Research
** Comité Europeo del Hormigón

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

en (1) se ha limitado a recoger los principios generales establecidos por aquella Comisión, y en un documento posterior (14), elaborado por la misma Comisión, desarrolla las reglas que determinan la aplicación de los principios generales al caso de estructuras prefabricadas a base de grandes paneles.

Finalmente se da cuenta de los estudios en curso en el Instituto Torroja en relación con el tema del colapso progresivo y se hacen observaciones que pudieran ser de interés en el estudio del problema a nivel nacional.

2.–ACCIONES EXCEPCIONALES

Se entiende por acciones excepcionales aquellas acciones, distintas de las acciones frecuentes y permanentes, generalmente hasta ahora no consideradas en el diseño de una estructura, por no estar incluidas en forma implícita o explícita en los Códigos y Normas usuales, aunque la experiencia determina que tales acciones son posibles y que sus efectos son en muchos casos catastróficos.

En la literatura especializada en EE.UU. se utiliza para designar esta clase de acciones el calificativo de anormales. Recientemente el C.E.B. en (1) ha empleado la denominación de accidentales. En lo que sigue se adopta la denominación de acciones excepcionales utilizada, frecuentemente, por la Comisión W-23-A del C.I.B.

En la clasificación de acciones que da el C.E.B. se contemplan, en forma general para todo tipo de estructuras, además de las acciones frecuentes y permanentes hasta ahora consideradas las acciones excepcionales (o accidentales), definidas como aquéllas cuyas magnitudes y probabilidades de ocurrencia no son bien conocidas pero alcanzan valores significativos en una estructura.

Es previsible que sean considerados, al menos en la manera que lo hace el C.E.B., las acciones excepcionales en los próximos Códigos o Reglamentos de países europeos relativos a estructuras; así ocurre ya, por ejemplo, en el Proyecto de Reglamento de Seguridad y Solicitaciones en Estructuras portugués (2). Análogas previsiones pueden hacerse para los Códigos americanos según las conclusiones dadas en (3).

2.1.–Clasificación de las acciones excepcionales

El interés de una clasificación de las acciones excepcionales es doble, de un lado, describir los tipos de acciones que según la casuística propia de cada país deben ser consideradas como excepcionales, y de otro, servir de base para hacer el análisis estadístico de las magnitudes y probabilidades de ocurrencia que caracterizan a estas acciones.

Se da a continuación una clasificación de las acciones excepcionales según cinco categorías. Esta clasificación corresponde a la propuesta por BURNETT en (4) a la que se han añadido las dos categorías últimas.

a.–*Acciones de carácter dinámico debidas a sobrepresiones del medio sobre la estructura.*

Se incluyen aquí los tres tipos siguientes:

a-1, las explosiones debidas a rotura de instalaciones de gas natural, vapor, etc.; las explosiones en almacenamientos de gases, tales como butano, propano, oxígeno, etc..., y en almacenamientos de líquidos como gasolina, gas natural licuado, etc., las explosiones de bombas y artefactos análogos en acciones terroristas o criminales, en depósitos clandestinos, etc...;

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

a-2, los efectos del "boom" sónico;

a-3, los efectos de vientos excepcionales, como son los tornados y huracanes en regiones y países donde no son frecuentes.

b.–*Acciones de carácter dinámico determinadas por impactos.*

Corresponden a dos tipos principales:

b-1, colisiones de vehículos rodados en tráfico de superficie y en aparcamientos;

b-2, caída de aviones y misiles.

c.–*Acciones estáticas.*

Entre otros, deben incluirse los tipos siguientes:

c-1, las acciones correspondientes a casos de mal funcionamiento de instalaciones que originan, por ejemplo, cargas de agua;

c-2, las acciones correspondientes a escombros no retirados o que proceden de roturas de elementos no estructurales.

d.–*Acciones debidas a socavones y minados del subsuelo.*

e.–*Acciones sísmicas excepcionales.*

Corresponden a sismos de intensidad superior a la prevista en las Normas para cada zona sísmica en un período determinado de vida de la estructura, o bien a sismos de período de retorno superiores a los de vida de la estructura.

En el tipo a-1, deben tenerse en cuenta no sólo las explosiones originadas en el edificio considerado, sino también los efectos de las explosiones en el entorno urbano de aquél.

En los casos a-3 y e correspondientes a acciones sísmicas y de viento excepcionales es necesaria una diferenciación con las acciones de la misma naturaleza consideradas como acciones variables frecuentes.

2.2.–Probabilidades de ocurrencia y magnitudes de las acciones excepcionales

En algunos países existen datos relativos a la ocurrencia de acciones excepcionales en estructuras de edificación, que son conocidos a través de informes y publicaciones de especialistas en el campo del análisis de estructuras. Estos datos son muy variables en función tanto de las características culturales, sociales, políticas y tecnológicas de cada país, como de los criterios aplicados en la selección y registro de los mismos datos. A pesar de la variabilidad de los datos, su análisis conduce en todos los casos a establecer que, al menos, un conjunto de acciones excepcionales cuales son las explosiones de gas, las explosiones de bombas y las colisiones de vehículos rodados tienen probabilidades de ocurrencia tales que necesariamente deben tenerse en cuenta en el diseño de las estructuras de edificación.

En España no se dispone de estadísticas conocidas relativas a la ocurrencia de los tres tipos más frecuentes de acciones excepcionales antes citados. Por ello, a título orientativo, se da a continuación, en las tablas núms. 1 y 2, un resumen de las probabilidades de ocurrencia de las acciones excepcionales en estructuras de edificación en EE.UU. según (4). Para elaborar los datos contenidos en estas tablas se tuvieron en cuenta únicamente aquellos sucesos donde los daños en la edificación fueron superiores a mil dólares, límite este que corresponde aproximadamente, según (4), a los sucesos que causaron daños estructurales de consideración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

TABLA 1

ACCIONES EXCEPCIONALES EN EDIFICIOS DE VIVIENDA

Tipo de acción excepcional (1)	Probabilidad de ocurrencia en 50 años		
	En edificios de vivienda unifamiliar (2)	En edificios residenciales (de hasta 5 viviendas) (3)	En edificios colectivos (del orden de 100 viviendas) (4)
Explosiones de gas	$0{,}01 \times 10^{-2}$	$0{,}30 \times 10^{-2}$	1×10^{-2}
Explosiones de bombas	$0{,}001 \times 10^{-2}$	$0{,}02 \times 10^{-2}$	$0{,}125 \times 10^{-2}$
Colisiones de vehículos	–	$0{,}35 \times 10^{-2}$	$0{,}10 \times 10^{-2}$

TABLA 2

ACCIONES EXCEPCIONALES EN EDIFICIOS PUBLICOS Y COMERCIALES

Tipo de acción excepcional (1)	Probabilidad de ocurrencia en 50 años (2)
Explosiones de gas	–
Explosiones de bombas	$1{,}0 \times 10^{-2}$
Choques de vehículos	$0{,}28 \times 10^{-2}$

En las tablas núms. 1 y 2, la probabilidad de colisiones de vehículos correspondientes a las columnas (4) y (2) respectivamente, no incluyen las colisiones en aparcamientos, ya que en tales casos se toman generalmente precauciones específicas para evitar el impacto directo sobre la estructura.

De las tablas núms. 1 y 2 se deducen algunas conclusiones relativas a la ocurrencia de acciones excepcionales que pueden considerarse válidas para muchos países, entre ellos España. Estas conclusiones son las siguientes:

1º.– El riesgo más elevado en edificios de viviendas es el de explosiones de gas, y tal riesgo aumenta considerablemente en el caso de edificios de grandes bloques y de edificios altos.

2º.– El riesgo más elevado en edificios comerciales y públicos es el de explosiones de bombas.

3º.– En ambos casos, esto es, en edificios de vivienda y en edificios públicos y comerciales, los riesgos de colisiones de vehículos rodados son inferiores a los de explosiones de gas y de bombas.

De acuerdo con las tablas núms. 1 y 2, puede estimarse que uno de cada 100 edificios colectivos de viviendas o uno de cada 100 edificios públicos y comerciales, pueden sufrir respectivamente una explosión de gas o una explosión de bomba en el período de 50 años adoptado convencionalmente como período de vida de una estructura de edificación. Este hecho determina, aún cuando no sea posible actualmente comparar las probabilidades de ruina por acciones excepcionales con las probabilidades de ocurrencia de estados límites últimos en una estructura diseñada en base a métodos semiprobabilísticos, la necesidad real de tener en cuenta las acciones de explosiones de gas y explosiones de bombas en el cálculo de estructuras de edificación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

No se dispone actualmente de datos estadísticos relativos a las magnitudes de las acciones excepcionales en los casos de explosiones de gas, explosiones de bombas y choques de vehículos, por ello resulta imposible fijar valores característicos de tales acciones y ni siquiera puede considerarse satisfactorio fijar convencionalmente en los Códigos valores específicos de las magnitudes que puedan definir tales acciones, ya que, por su misma naturaleza, las acciones excepcionales pueden superar cualquier valor especificado.

3.–COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

El colapso progresivo puede definirse como una reacción en cadena de roturas de elementos y conexiones estructurales, provocadas por una rotura local o primaria de uno o varios elementos, que alcanza a toda la estructura o a una parte importante de ella.

Distinguiremos dos tipos de colapsos progresivos:

a.–*Colapso progresivo debido a acciones excepcionales.*

En estos casos, la rotura local que desencadena el proceso de colapso progresivo es originada por una acción excepcional no tenida en cuenta en el diseño de los elementos.

Existen varios documentos técnicos en los que se describen y analizan casos de colapsos progresivos ocasionados por accidentes excepcionales. Señalaremos, por su importancia, el desastre de Ronant Point, referido en (5), de colapso de esquina en un edificio prefabricado de grandes paneles originado por una explosión de gas, y el caso, referido en (6), de colapso de esquina en un edificio prefabricado en Argelia por explosión de un depósito clandestino de bombas.

b.–*Colapso progresivo por comportamiento patológico de una estructura*

En estos casos la rotura local que provoca el colapso progresivo es debida a errores, del proyecto o de la ejecución de una estructura.

En (7) se refiere un ejemplo de colapso progresivo de un edificio de 25 plantas por desencofrado prematuro en las últimas plantas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fotografía núm. 1.—Colapso de esquina, edificio calle Capitán Arenas en Barcelona (marzo, 1972).
Fotografía de archivo del diario "La Vanguardia" cedida al I.E.T. para su publicación en Hormigón y Acero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En España, un caso reciente de colapso progresivo debido a acciones excepcionales fue el desastre de un edificio de la calle Capitán Arenas en Barcelona ocurrido en marzo de 1972, por colapso de esquina en una estructura porticada de hormigón armado (fotografía núm. 1). Sobre este caso, cuyo estudio tiene gran interés, no se conoce, por el momento, referencia de informe técnico publicado alguno. Igualmente, en España, consta de la ocurrencia de numerosos desastres de colapsos progresivos en estructuras de edificación por errores de proyecto o de ejecución.

Lo que sigue se refiere únicamente al primer tipo de colapso progresivo, esto es, al debido a acciones excepcionales.

Aunque todos los edificios no sean igualmente vulnerables a cada tipo de acción excepcional, el problema de la consideración en el cálculo y en el diseño de edificios del colapso progresivo, mediante soluciones que lo eviten o aminoren que según se verá, en cualquier caso, representan un coste adicional a la estructura, debe ser común a todo tipo de estructuras.

Actualmente no resulta posible hacer un análisis del colapso progresivo y dar soluciones al mismo que sean comunes a todo tipo de estructuras: existen pocas características comunes ante el colapso de un edificio de estructuras de muros portantes de albañilería y otro de estructura metálica. Las investigaciones más avanzadas se han llevado a cabo en el campo de las estructuras prefabricadas de grandes paneles y a este campo nos referiremos a continuación. Sin embargo, conviene expresar claramente que en el futuro, y mientras se mantengan al menos estacionarios, cuando no en aumento, los riesgos de acciones excepcionales antes indicados, el problema del colapso progresivo deberá ser examinado en todos los casos cualquiera que sea el tipo de estructura de un edificio.

4.–METODOS DE DISEÑO EN PREVENCION DEL COLAPSO PROGRESIVO

Ningún procedimiento de diseño puede conducir a eliminar completamente el riesgo de colapso progresivo debido a acciones excepcionales en estructuras de edificación, ya que, como se ha indicado anteriormente, las magnitudes que pueden alcanzar las acciones excepcionales no son limitadas.

Por ello, cuando se adopta un método de diseño, se pretende únicamente limitar el riesgo de colapso progresivo frente a acciones excepcionales a un nivel razonable.

De acuerdo con este criterio, según (8), son posibles los tres métodos de diseño indicados a continuación.

4.1.–Método tradicional

Este método basado en la práctica constructiva tradicional se limita a señalar las posiciones convenientes de los atados así como las fuerzas que éstos deben poder soportar y las condiciones de anclaje de las armaduras. Con ello se pretende dar una cierta integridad a la estructura en el caso de una rotura local.

En parte, este es el método seguido en (9), donde se especifican en el caso de estructuras prefabricadas a base de grandes paneles los atados periféricos, longitudinales y transversales entre los paneles de muros portantes y de forjados y donde se generalizan los mismos atados al caso de estructuras distintas de las construidas a base de grandes paneles.

El método tradicional, semiempírico, es de aplicación simple: basta seguir las especificaciones establecidas en los códigos referentes principalmente a los atados para admitir que se ha reducido considerablemente el riesgo de colapso progresivo. Sin embargo este método no

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

puede ser aplicado a edificios de formas o disposiciones complejas y en cualquier caso, con este método no se puede llegar a establecer cuando una solución de atados sea mejor que otra.

4.2.–Método de limitación del riesgo de rotura local

Este método implica que cada elemento y cada conexión de la estructura sean diseñados para resistir en cada caso determinadas acciones excepcionales, asegurando que cuando tales acciones no superan los valores específicos establecidos la rotura local no ocurre y por tanto no se produce el colapso progresivo.

El método, en su aplicación, es análogo al seguido para las acciones no excepcionales y equivale a la verificación de estados límites últimos en la estructura para una combinación de acciones definida que incluya las cargas equivalentes a las acciones excepcionales. Presenta la ventaja, pues de una aplicación práctica, relativamente simple, a la que el proyectista está habituado, sin embargo, tiene dos inconvenientes:

1º.– Conduce a un sobredimensionado general de la estructura, en relación con el dimensionado correspondiente a las acciones no excepcionales, lo que representa en la mayoría de los casos un coste adicional no justificado.

2º.– Es necesario establecer previamente de forma convencional las cargas equivalentes a las acciones específicas que se consideran, siendo imposible establecer una relación entre el coste de la estructura y el riesgo de colapso progresivo que pudiera ser optimizada.

El método es particularmente útil cuando el sobredimensionado alcanza a pocos elementos de la estructura y no tiene repercusión importante en el coste global.

El método de limitación de riesgo de rotura local es propuesto igualmente en (9) como una opción posible en el caso de edificios prefabricados a base de grandes paneles. Se admite allí que la seguridad frente al colapso progresivo es suficiente cuando los elementos estructurales resisten, además de las cargas de utilización, los efectos de una explosión de gas, equivalentes a una carga uniformemente repartida de 350 kp/m^2 en cada uno de los espacios interiores según direcciones normales a los paneles de forjado, a los paneles portantes y a los paneles de fachada. La aplicación de esta posibilidad de diseño al caso de edificios prefabricados a base de grandes paneles resulta especialmente costosa en comparación con otras soluciones.

4.3.–Método alternativo al de limitación del riesgo de rotura local

Con este método se pretende asegurar el funcionamiento resistente y estable de un sistema estructural secundario evitando que por causa de una rotura local en la estructura primaria se origine el colapso progresivo. Para ello, es necesario fijar el tamaño que puede alcanzar la rotura local. De esta forma se limita el riesgo de colapso progresivo al riesgo de sobrepasar un tamaño determinado de rotura local.

La aplicación del método alternativo establece las soluciones más adecuadas en cuanto al coste de la estructura. Sin embargo, tal aplicación resulta compleja ya que requiere, según se verá más adelante un trabajo experimental previo y un trabajo de cálculo importante.

Contrariamente a los métodos anteriores que son generales, el método alternativo permite, al estudiar en cada caso el sistema estructural resistente secundario, tener en cuenta las características propias de cada edificio o de cada sistema y requiere hacer un estudio más riguroso del funcionamiento de las juntas y conexiones de la estructura, lo cual, según se verá, resulta decisivo en la misma concepción del sistema.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4.4.–Resumen

No puede decirse a priori cuál de los tres métodos anteriores sea más apropiado en cada caso. Según (8), un planteamiento general aceptable a nivel de Código o Norma sería la combinación de los métodos anteriores. En (9) se hace un planteamiento de este tipo admitiéndose, en el caso de estructuras a base de grandes paneles prefabricados los tres métodos indicados, y en el caso de estructuras porticadas el método tradicional.

El C.E.B. en (14) propone el método de limitación de riesgo de rotura local en el caso de estructuras porticadas, considerando una carga uniforme repartida según las direcciones normales a forjados, columnas, etc... de 300 kp/m² equivalente a las acciones excepcionales debidas a explosiones; en el caso de estructuras de grandes paneles prefabricados, propone los dos métodos alternativo y tradicional.

El método alternativo es el único que posibilita un análisis científico del problema de diseño frente al colapso progresivo en cada caso particular de estructura de edificación. Este método será desarrollado a continuación.

5.–METODO ALTERNATIVO

5.1.–Extensión de la rotura local

En el apartado 4-1 se ha indicado como en el método alternativo el riesgo admitido de colapso progresivo corresponde al riesgo de que un determinado tamaño de rotura local sea sobrepasado. Para establecer el tamaño de la rotura local sería necesario conocer la función que relaciona la extensión de la rotura local con el coste de la estructura, diseñada ésta de forma que quedara garantizado en cada caso la resistencia del sistema estructural secundario.

Actualmente no se ha llegado a establecer tal tipo de función y por tanto no resulta posible fijar el tamaño de la rotura local en base a la optimización del coste de la estructura. Por ello, es necesario dar criterios de tipo convencional que determinen el tamaño máximo de la rotura local. Los criterios empleados son los siguientes:

a.–*Rotura local asociada al tamaño de habitación.*

En el caso de edificios de vivienda la probabilidad de ocurrencia de acciones excepcionales máxima corresponde a las explosiones de gas. Por tanto resulta razonable extender la rotura local al espacio afectado directamente por una explosión de gas, esto es, a los elementos estructurales que limitan una unidad de habitación y a otros elementos directamente conectados con aquéllos.

En estructuras prefabricadas de grandes paneles la rotura local debe quedar, pues, determinada por los espacios que definen las dimensiones de los paneles portantes y de fachada próximos al lugar de explosión. En la práctica será suficiente considerar las roturas locales en el perímetro de la edificación.

En (9) se ha aplicado este criterio limitando el tamaño de la rotura local a tres pisos y a un área no superior a 70 m² o al 15 por 100 del área horizontal en cada piso. En la figura 1-a se indica la rotura local asociada, al tamaño de habitación, según (7), en el caso de colapso de un panel portante interior.

En (14), y en base al mismo criterio, se limita el tamaño de la rotura local a tres pisos y a uno o a dos espacios adyacentes en cada piso, según sea el colapso de panel portante de esquina o de panel portante interior. Las dimensiones d_1 y d_2 que delimitan en cada planta la zona de rotura local se establecen en (14) según sean: el tipo de colapso, la resistencia a cargas normales uniformemente repartidas de los paneles portantes y las posiciones relativas a

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

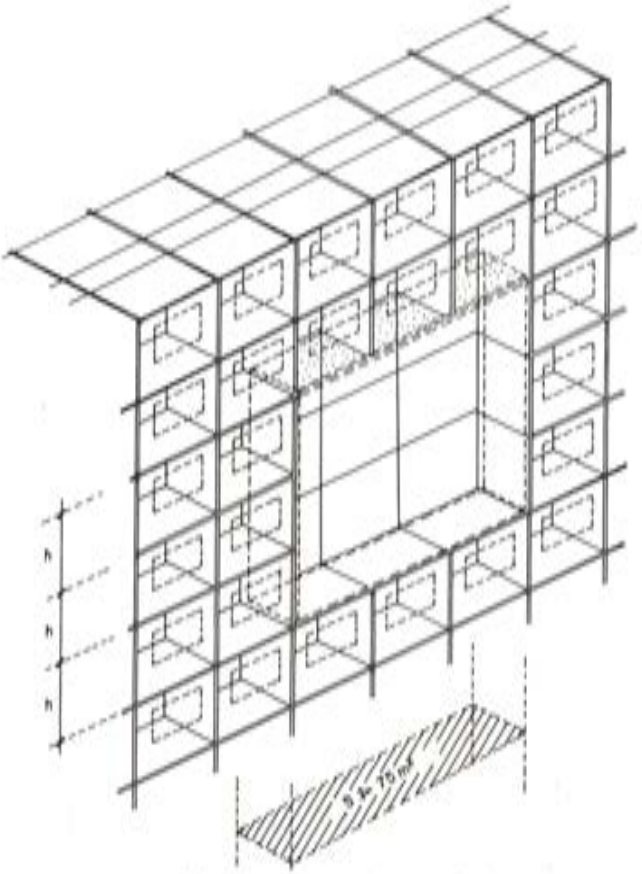


Fig. 1-a.—Rotura local según (9).

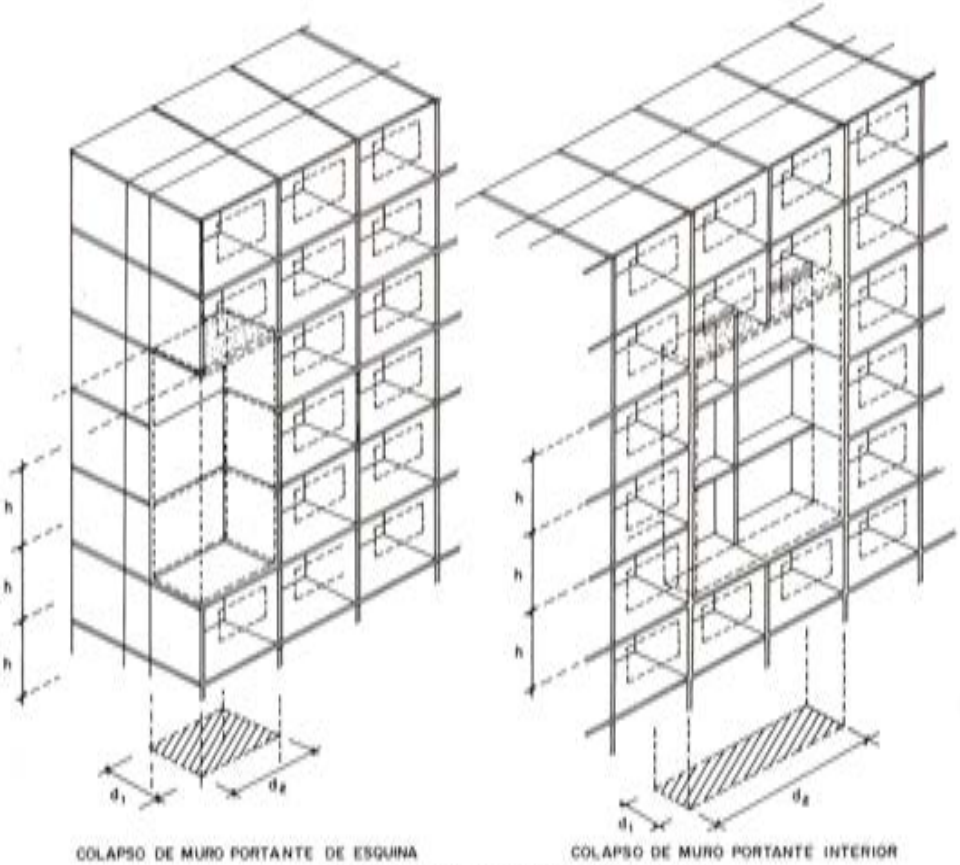


Fig. 1-b.—Roturas locales según (14).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

éstos de los huecos de puertas y ventanas. En la figura 1-b se indican los tipos de roturas locales a ser examinados según (14) correspondientes al colapso de muros portantes de esquina o interiores.

Para delimitar los forjados implicados en la rotura local debe tenerse en cuenta si existen o no armaduras de suspensión de los paneles de forjado a los muros portantes situados inmediatamente por encima de tales forjados. En la figura 1-a y 1-b, los paneles de forjado señalados con puntos se mantendrán en el sistema estructural secundario cuando existen armaduras de suspensión capaces de soportarlos.

b.–*Rotura local asociada a un elemento portante.*

En el caso de edificios comerciales la probabilidad de ocurrencia de acciones excepcionales máxima corresponde a explosiones de bombas. Los efectos de aquéllas deben, por consiguiente, extenderse, al menos, al daño estructural posible mínimo, cual es, la rotura de un soporte en el caso de una estructura porticada. Análogo criterio, puede ser requerido en edificios de viviendas de estructura porticada en el caso de explosiones de gas.

En el apartado 2.1 se ha indicado cómo el riesgo de las acciones de explosión de bombas aumenta con el número de viviendas del edificio o el número de pisos. Por ello, parece razonable, en el caso de edificios de altura o de grandes bloques, considerar la extensión la rotura local al menos a dos elementos portantes contiguos que formen parte de una misma columna.

Resumiendo, al aplicar el método alternativo en prevención del colapso progresivo debe considerarse la extensión de la rotura local, al menos, a los paneles asociados al tamaño de una habitación y a los inmediatos a éstos, en el caso de estructuras prefabricadas de grandes paneles, y a uno o dos elementos de soporte en el caso de estructuras porticadas.

5.2.–Sistemas estructurales secundarios

Se estudian a continuación aquellos efectos más simples que pueden determinar el funcionamiento resistente de los sistemas estructurales secundarios sin propagación de la rotura local. Estos son: el efecto catenaria en vigas y forjados, el efecto arco y el efecto voladizo, (cantilever) en muros portantes.

Según se verá, después de una rotura local, puede alcanzarse una situación de equilibrio del sistema determinada por la combinación de los efectos anteriores en los elementos resis-

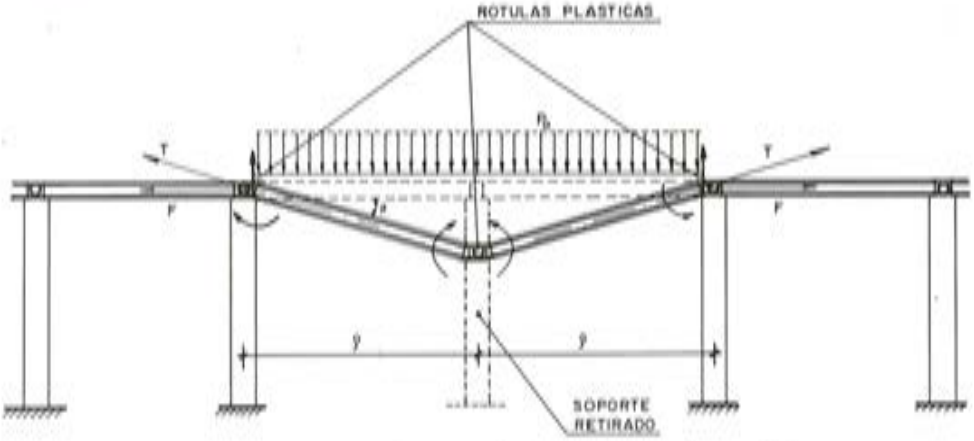


Fig. 2.–Efecto catenaria en un sistema estructural secundario.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tentes principales próximos a la zona de rotura local y por la interacción de tales elementos con los restantes de la estructura.

5.2.1.–*Efecto catenaria.*

Este efecto puede desarrollarse en un sistema continuo de vigas o forjados cuando se retira uno de los apoyos intermedios, figura núm. 2.

Al retirar el apoyo aumentan la luz del vano y los esfuerzos en los elementos principales próximos a aquél. Generalmente, tales esfuerzos no pueden ser resistidos y se produce la plastificación en las regiones centrales y extremos del vano. Esto puede conducir a una gran deformación en las rótulas plásticas, siendo posible entonces una posición estable donde las cargas gravitatorias son equilibradas por las componentes verticales de los esfuerzos de tracción en los elementos principales.

Para que pueda originarse tal situación son necesarias las siguientes condiciones:

1ª.– Que la deformación del sistema, concentrada en las rótulas plásticas, sea suficiente para desarrollar el efecto catenaria.

2ª.– Que los elementos, vigas o forjados, y las conexiones entre ellos sean suficientemente resistentes para soportar los esfuerzos de tracción originados.

3ª.– Que las reacciones horizontales puedan ser soportadas por aquella parte de la estructura no afectada directamente por la rotura local.

Las condiciones 1ª y 2ª anteriores pueden establecerse, en la práctica, asegurando un grado de ductilidad suficiente en las secciones plastificadas para que los esfuerzos de tracción en los elementos no sean muy elevados, y disponiendo, en los elementos, las armaduras necesarias para que tales esfuerzos de tracción sean resistidos, y en las conexiones, los anclajes necesarios.

La condición 3ª anterior puede establecerse asegurando la transmisión de las reacciones a la cimentación a través de un sistema estructural secundario autoportante, teniendo en cuenta los efectos dinámicos originados a partir de la rotura local.

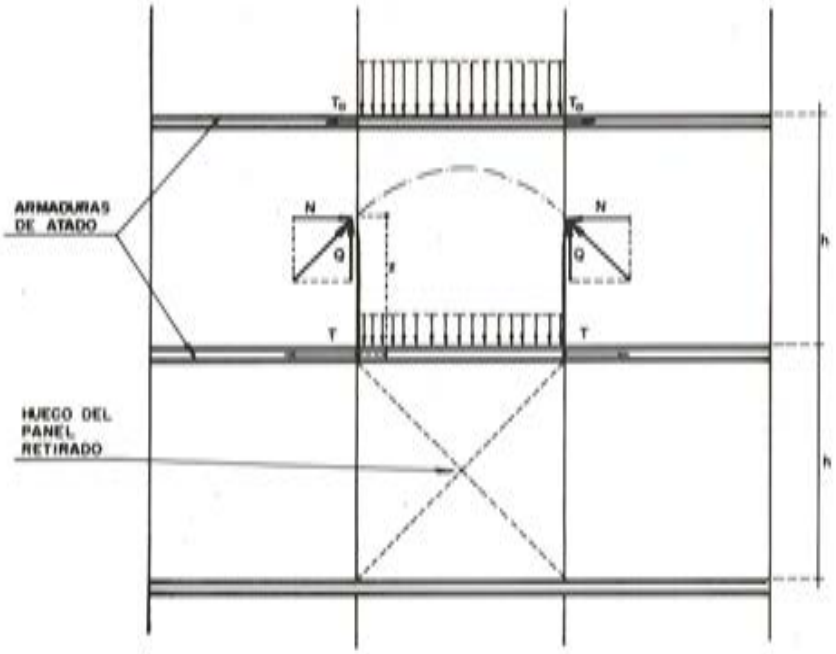


Fig. 3.–Efecto arco en sistema estructural secundario de un muro portante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.2.2.–*Efecto arco*

Este efecto puede desarrollarse en el caso de un muro portante, cuando un panel que ocupa una posición interior en el muro portante es retirado, figura núm. 3.

Para que la situación sea de equilibrio será necesario, de una parte, que las juntas verticales entre paneles del nivel de piso superior al panel retirado, sean capaces de transmitir y resistir los correspondientes esfuerzos cortantes, y de otra parte, que el atado a nivel de forjado de piso inmediato al panel retirado resista, al contar con armaduras adecuadas, los esfuerzos de tracción correspondientes.

5.2.3.–*Efecto voladizo*

Este efecto puede desarrollarse en el caso de un muro portante cuando es retirado un panel que ocupa una posición lateral en dicho muro, figuras núms. 4 a y b.

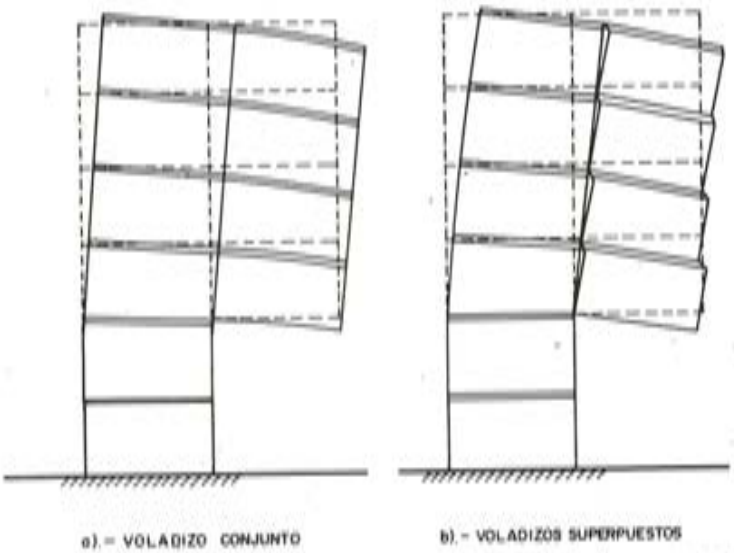


Fig. 4.–Efectos voladizo en sistema estructural secundario de muro portante.

El funcionamiento del sistema estructural secundario puede ser doble:

1º.– La estructura funciona como si todos los paneles superiores al retirado constituyeran un voladizo conjunto, solidarizado con los restantes paneles del muro portante a través de las juntas verticales y de los atados a cada nivel de piso, figura 4-a.

2º.– La estructura funciona como si estuviera constituida por una serie de voladizos superpuestos, equivalentes cada uno a los paneles de piso superiores al retirado, de modo que entre ellos y los forjados se produce transmisión de esfuerzo cortante en las juntas horizontales, originándose desplazamientos relativos importantes, figura 4-b. Análogamente al funcionamiento anterior, cada voladizo de piso es solidarizado al muro portante por los atados correspondientes.

Se presenta uno u otro tipo de funcionamiento según sean las cargas aplicadas al voladizo y según existan o no conectadores (armaduras) que impidan desplazamientos relativos en las juntas horizontales a niveles de forjado de piso.

6.–SISTEMAS PREFABRICADOS A BASE DE GRANDES PANELES

Ya se ha indicado que el colapso progresivo ha sido más estudiado en el caso de sistemas

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

prefabricados a base de grandes paneles. A partir del desastre de Ronant Point (5) se analiza el problema del colapso en este tipo de edificiones, introduciéndose entonces como disposición constructiva fundamental en estos sistemas las armaduras de suspensión entre paneles de pisos sucesivos que constituyen un mismo muro portante. En la figura núm. 5 se dan detalles de las armaduras de suspensión en el primer sistema que, según (6), adoptó tal clase de disposiciones constructivas.

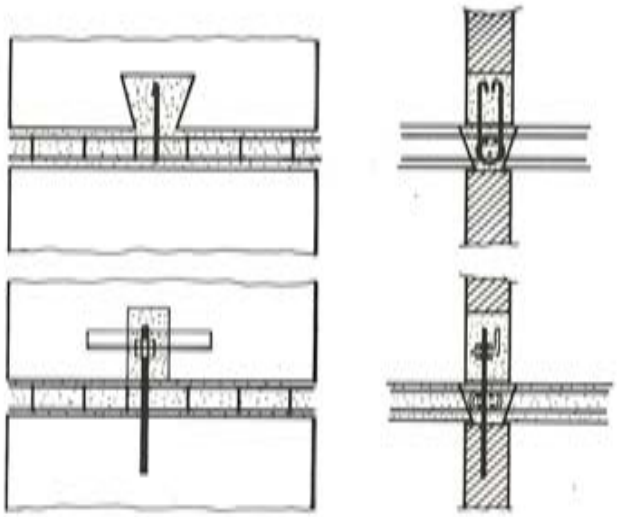


Fig. 5.—Armaduras de suspensión.

Actualmente, según se ve más adelante, las armaduras de suspensión pueden no ser consideradas como esenciales en el diseño de estructuras prefabricadas a base de grandes paneles frente al colapso progresivo por acciones excepcionales.

En la mayoría de los sistemas prefabricados a base de grandes paneles se han tomado precauciones frente al riesgo de colapso progresivo. En algunos, según las Recomendaciones inglesas (9) y en otros, según disposiciones especiales de armaduras o según modelos de comportamiento de los sistemas estructurales secundarios más o menos satisfactorios. Análogamente se ha hecho en los sistemas de hormigonado in situ con encofrado túnel y en los sistemas prefabricados de células tridimensionales (15).

A continuación se indican los métodos desarrollados para el análisis de los sistemas estructurales secundarios después de una rotura local, correspondiente a colapso de esquina o a colapso de un muro portante interior.

6.1.—Método simplificado

En este método se estudia el comportamiento de un muro portante, supuesto aislado de la estructura, después de la rotura local que corresponde, según sea el colapso de muro portante de esquina o interior, a una de las indicadas en las figuras 1-a y 1-b.

En el apartado 5.2.3 se han explicado los dos funcionamientos posibles del sistema estructural secundario con paneles en voladizo. Este método se basa en la simplificación de considerar el funcionamiento de los paneles correspondientes al voladizo independientes piso a piso, y en admitir que tal simplificación, aun cuando no corresponde al funcionamiento real del sistema, conduce a resultados que aseguran la resistencia del sistema estructural secundario. El grado de aproximación del comportamiento del modelo adoptado con el funcionamiento real del muro portante en voladizo es mayor cuando no existen armaduras de suspensión entre los paneles correspondientes a pisos sucesivos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La simplificación adoptada reduce el problema al análisis de la resistencia última de un modelo mecánico constituido por el voladizo que corresponde al panel inmediatamente superior a la zona de rotura y por aquella parte del muro portante a la que este voladizo está solidarizado por las armaduras de atado, figura núm. 6. El modelo deberá resistir las acciones correspondientes al peso del panel en voladizo, a una parte del peso y de las cargas variables de carácter permanente de los paneles de forjado que apoyan en aquél y a una parte del peso de los paneles de fachada conectados directamente al panel en voladizo.

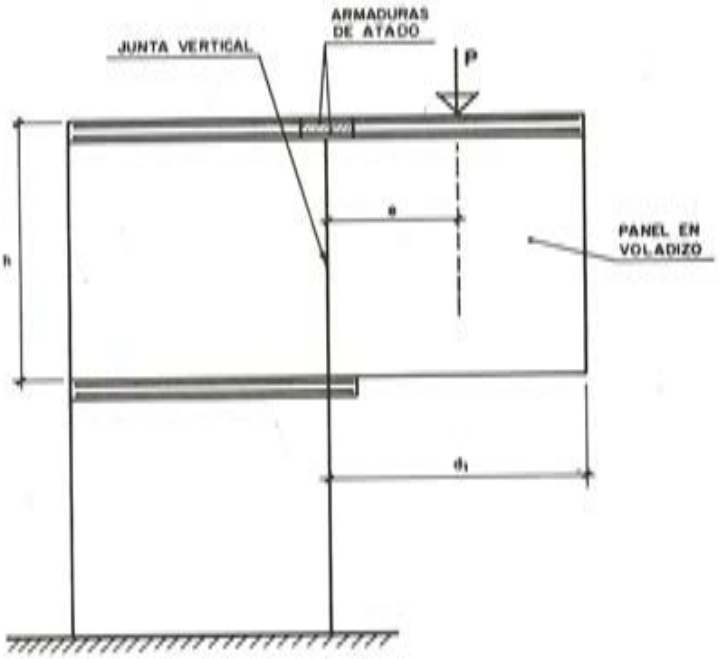


Fig. 6.—Modelo de sistema estructural secundario de un muro portante en el método simplificado de voladizos independientes piso a piso.

Este método ha sido recientemente propuesto para su adopción por el C.E.B. en (14). En él se requiere necesariamente verificar mediante ensayos la resistencia última a esfuerzo cortante y a flexión de la junta vertical entre el panel en voladizo y el muro portante.

6.2.—Método de Karrholm y Peterson

Este método desarrollado en (10) está basado en el análisis teórico del comportamiento de un nuevo portante, supuesto aislado del resto de la estructura, después de una rotura local admitiendo el funcionamiento primero indicado en el apartado 5.2.3, esto es, aquél en que todos los paneles superiores al panel retirado constituyen un voladizo conjunto.

Suponiendo que el muro funciona como una membrana elástica que admite deformaciones por esfuerzo cortante en su plano, a partir de la teoría clásica de elasticidad se ha obtenido para las tensiones de corte en la junta vertical que limita el voladizo, figura núm. 7, la fórmula simplificada siguiente:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

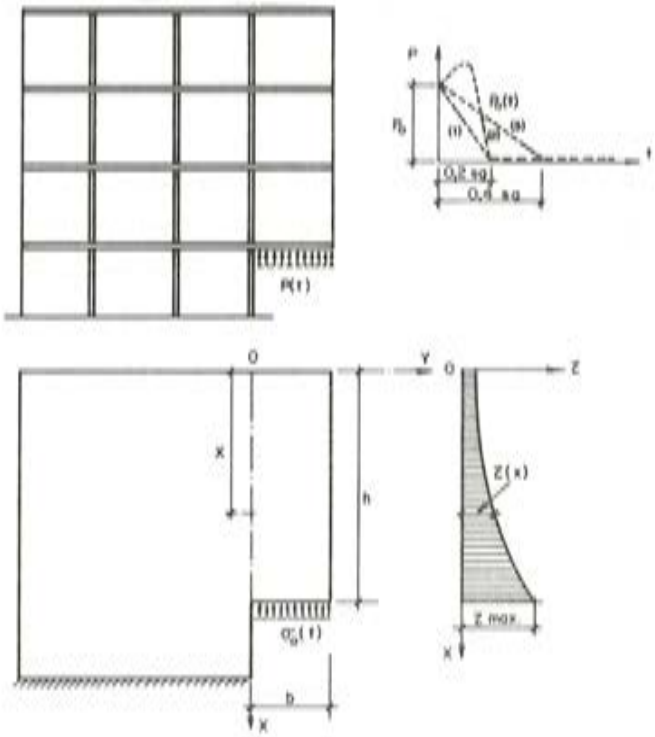


Fig. 7.—Tensiones en junta vertical de un muro portante en voladizo según (10).

$$\tau(x) = \frac{\alpha \,.\, b \;\sigma_o \;\mathrm{Cosh}\,(\alpha\, x/h)}{h.\;\mathrm{Senh}\,(\alpha)} \qquad \text{Ec. (1)}$$

siendo:

σ_o, la tensión vertical en el muro portante en la zona inmediata al piso inferior del voladizo, antes de producirse la rotura local.

α, un parámetro relacionado con las dimensiones del muro y del voladizo.

Cuando no existe fisuración en la junta vertical puede adoptarse para α el valor aproximado igual a h/b, obteniéndose entonces a partir de la Ec. (1) la siguiente expresión,

$$\tau_{máx} = \sigma_o \;\mathrm{ctgh}\,(h/b) \qquad \text{Ec. (2)}$$

Para $h > 2b$ se obtiene, aproximadamente, de la Ec. (2) que la tensión cortante máxima es equivalente a σ_o.

En la práctica, la aplicación de este método puede hacerse de modo que la tensión de corte que pueda resistir la junta vertical sea superior al valor σ_o.

El análisis teórico anterior ha sido mejorado en (11), estudiando el caso de voladizos fisurados en la junta vertical y el sistema estructural secundario real constituido por varios muros portantes unidos, mediante los forjados, al muro portante en voladizo. El cálculo se hace utilizando el método de los elementos finitos y está basado en las siguientes hipótesis:

1º.—La deformación de los muros portantes se supone ocurre únicamente en su plano vertical, considerando ilimitada la rigidez de los forjados según su plano horizontal.

2º.—El comportamiento lineal y elástico de los paneles.

3º.—El comportamiento no lineal y fisurado de las juntas verticales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Se han estudiado en (11) las tensiones y deformaciones en el muro portante aplicando diferentes funciones σ_o (t), que representan la variación de σ_o en el tiempo, considerando así los efectos dinámicos al producirse la rotura local. Los resultados obtenidos determinan la validez práctica de las Ecs. (1) y (2) en el caso de tensiones σ_o (t) decrecientes, con una variación rápida, que se anulan después de un tiempo t_o comprendido entre 0,2 y 0,4 segun - dos.

6.3.–Método de Lewicky y otros

En este método (12) y (13) se hace el análisis del sistema estructural secundario considerando la interacción de los paneles del muro portante en voladizo, con los paneles de forjado de piso y con los paneles de fachada. El método es aplicado fundamentalmente al análisis del sistema estructural secundario que resulta después de una rotura local de esquina. El modelo adoptado en cada caso dependerá de las características propias del sistema, así en la figura núm. 8 se da el modelo general de sistema estructural secundario que corresponde a los tipos de conexiones dados en la figura núm. 9.

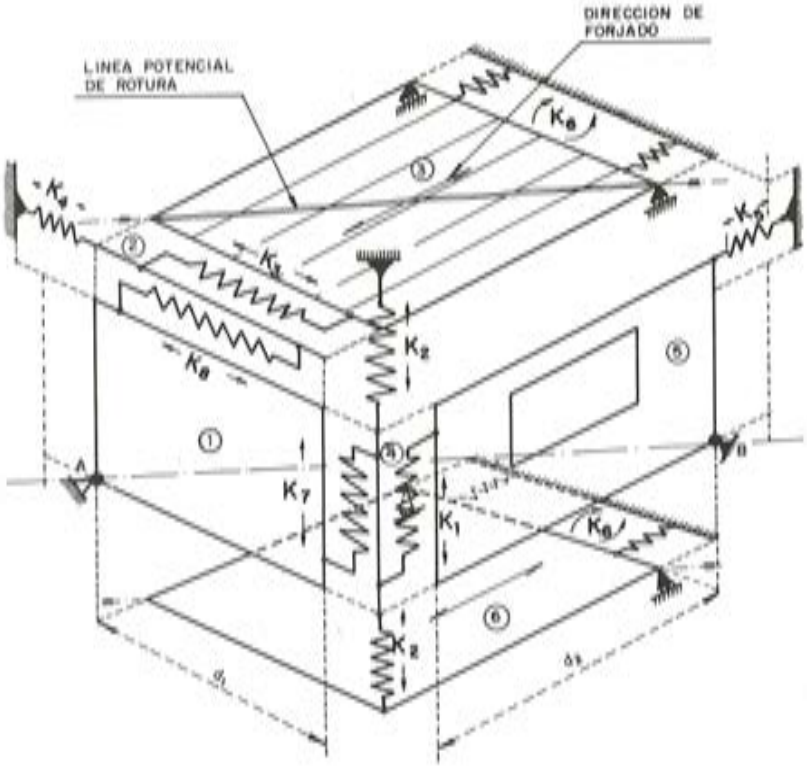


Fig. 8.–Modelo general de sistema estructural secundario después de una rotura local de esquina.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

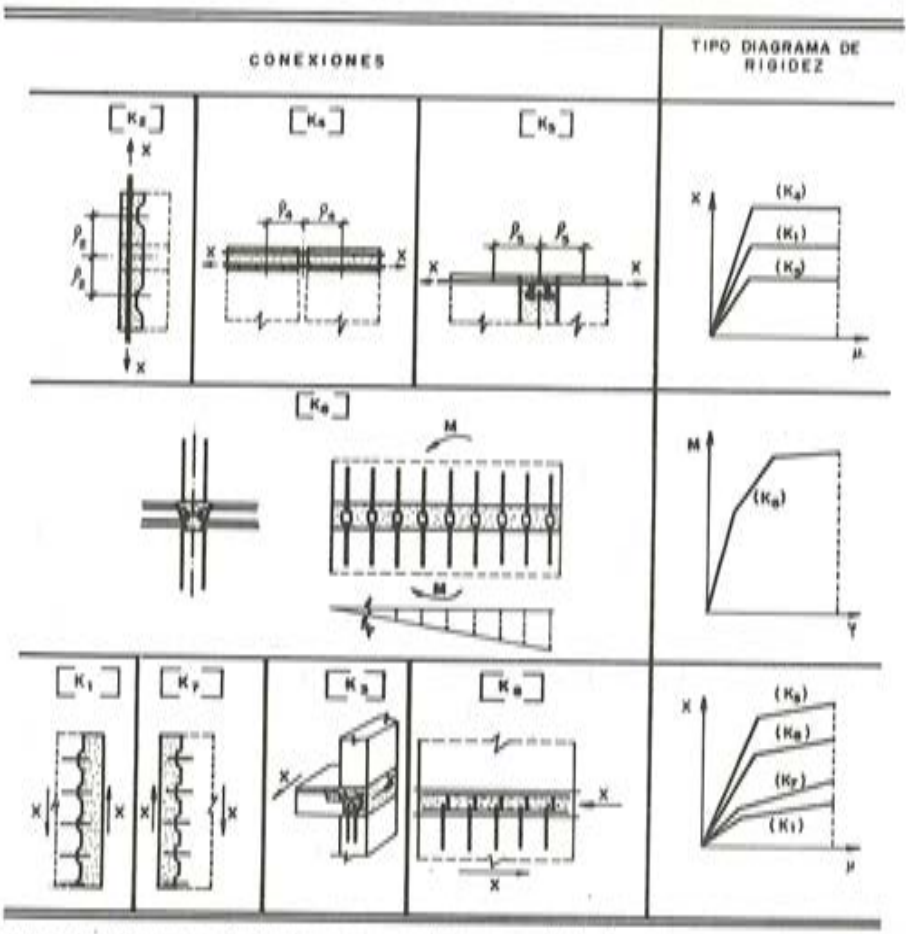


Fig. 9.—Conexiones y diagramas de rigidez en un modelo general de sistema estructural secundario después de una rotura local.

En este modelo los paneles se consideran totalmente rígidos, y las deformaciones del sistema se suponen concentradas en las juntas horizontales y verticales de cada panel con los elementos de atado o con los restantes paneles. En el ejemplo que corresponde a la figura nº 8 las deformaciones son definidas por medio de las rigideces k_1 a k_8 equivalentes a las conexiones del sistema.

Las rigideces k_1, k_3, k_7 corresponden a esfuerzos de corte contenidos en los respectivos planos de los paneles. La rigidez k_2 corresponde a la armadura de suspensión, y las rigideces k_4 y k_5 a las armaduras de atado, siendo determinadas por las distintas l_2, l_4 y l_5 que define la separación entre aquellos puntos donde puede considerarse efectivo el anclaje de las armaduras. La rigidez k_6 corresponde a la rotación del panel en el plano del forjado. El modelo así definido, cuando se considera fija la posición del extremo de la armadura de suspensión anclada en los paneles portantes superiores en voladizo, tiene tres grados de hiperestaticidad. La compatibilidad de las deformaciones en el modelo, establecidas a partir de dos rótulas fijas A y B, requiere la formación de una línea de rotura según la diagonal del panel de forjado. Tal condición ha sido observada experimentalmente en ensayos de modelos reducidos.

El método puede ser reducido, en su aplicación práctica, al análisis de modelos simplificados en los cuales, se admite, tal como se hizo en el método indicado en el apartado 6.1, la independencia piso a piso de los paneles en voladizo. De esta forma, no deben ser consideradas las armaduras de suspensión, ni la interacción del sistema estructural secundario a cada nivel de piso con los paneles en voladizo de pisos superiores.

Tal simplificación permite reducir el estudio a los dos tipos de modelos dados en las fi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

guras núm. 10 y núm. 11, a y b, diferenciados según se mantenga o no el panel de fachada en voladizo en el sistema estructural secundario; los modelos resultantes tienen dos grados y un grado de hiperestaticidad respectivamente.

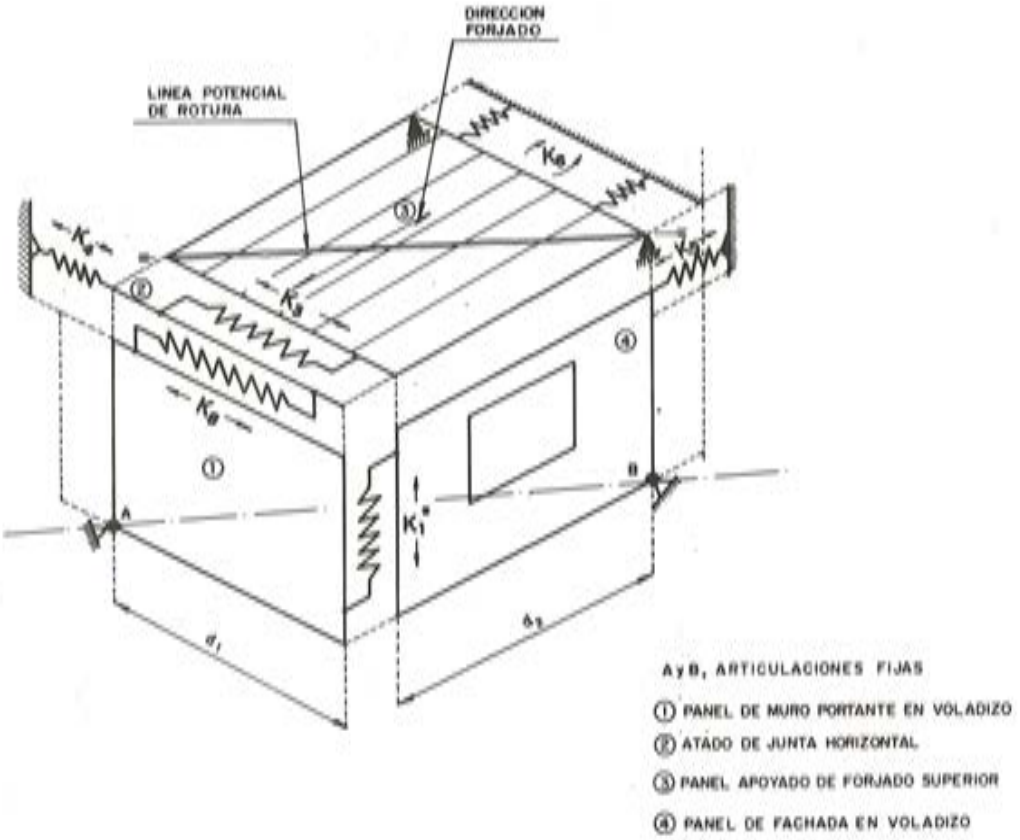


Fig. 10.—Modelo simplificado de sistema estructural secundario después de una rotura local de esquina, con panel de fachada en voladizo.

En el caso del modelo sin panel de fachada, figuras núms. 11 a y b, la rótula fija A debe ser considerada al nivel de piso del forjado que apoya en el panel en voladizo. En los dos tipos de modelos se debe establecer la compatibilidad de las deformaciones según líneas de rotura diagonales en el panel de forjado.

En (13) se dan las ecuaciones que determinan los esfuerzos en el modelo considerando diagramas de rigidez k_1 a k_8 no lineales. La aplicación del método requiere conocer previamente, de acuerdo con ensayos, las rigideces de las conexiones consideradas en cada modelo; en la figura núm. 9 se indican los diagramas elastoplástico, bilineal o trilineal que pueden ser idealizados para cada uno de los tipos de conexiones del sistema.

7.—RESUMEN

Se han presentado tres métodos de diseño de estructuras de edificación en prevención del colapso progresivo debido a acciones excepcionales: el método tradicional, el método de limitación del riesgo de rotura local y el método alternativo.

En el campo de las estructuras prefabricadas a base de grandes paneles, se ha indicado cómo el método de diseño alternativo permite un análisis científico del problema del colapso progresivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

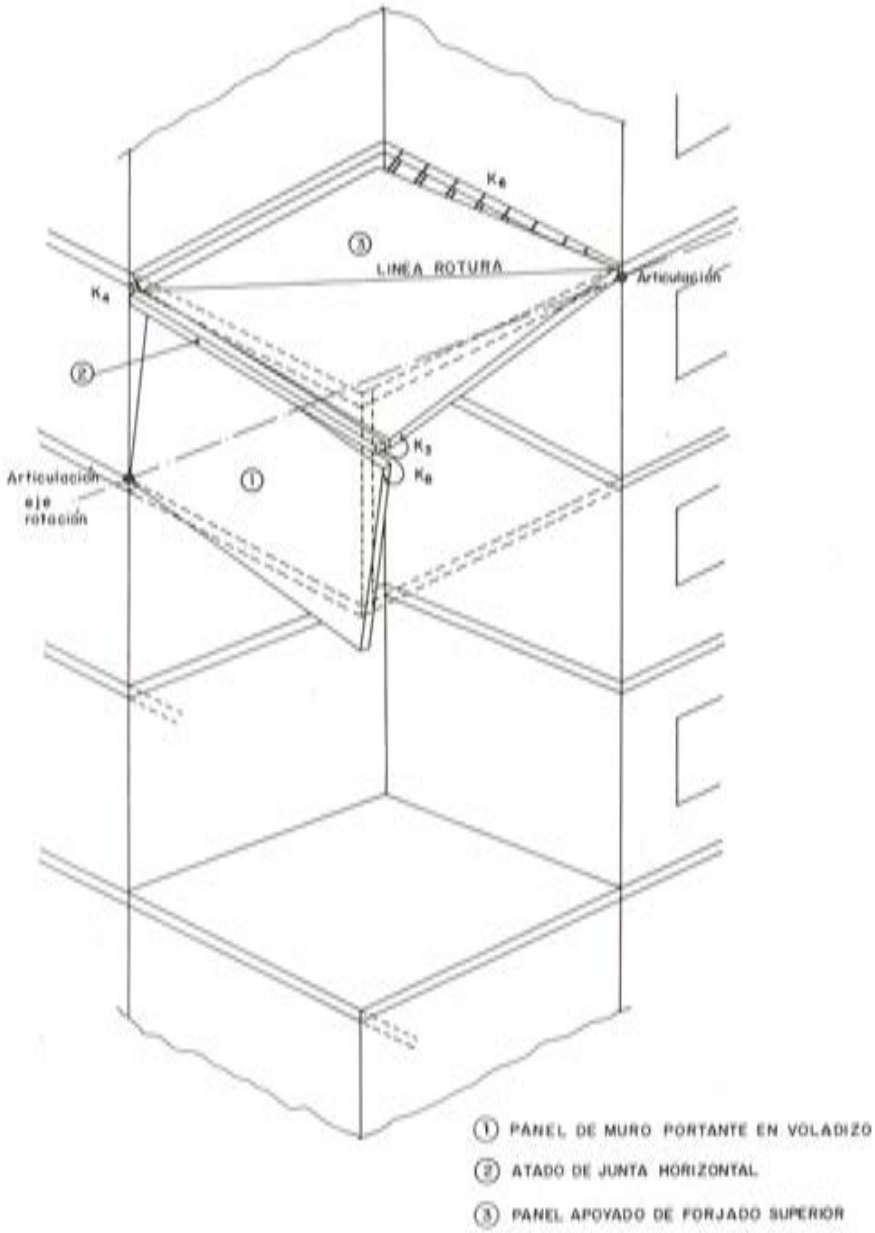


Fig. 11-a.—Rotura local de esquina y sistema estructural secundario reducido.

Como métodos de diseño alternativo han sido presentados tres métodos conocidos, que hacen posible el análisis de sistemas estructurales secundarios después de una rotura local debida a acciones excepcionales: el método simplificado, el método de Karrholm y Peterson y el método de Lewicky. De ellos, el método de Lewicky resulta el más conveniente, especialmente para estudiar el sistema estructural secundario después de una rotura local de esquina.

La aplicación más general de este método requiere:

1º.—La determinación experimental de las rigideces equivalentes de las conexiones del sistema.

2º.—Considerar la interacción de todos los paneles del muro portante en voladizo, con los paneles de forjados y de fachada situados por encima de la zona de rotura local.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

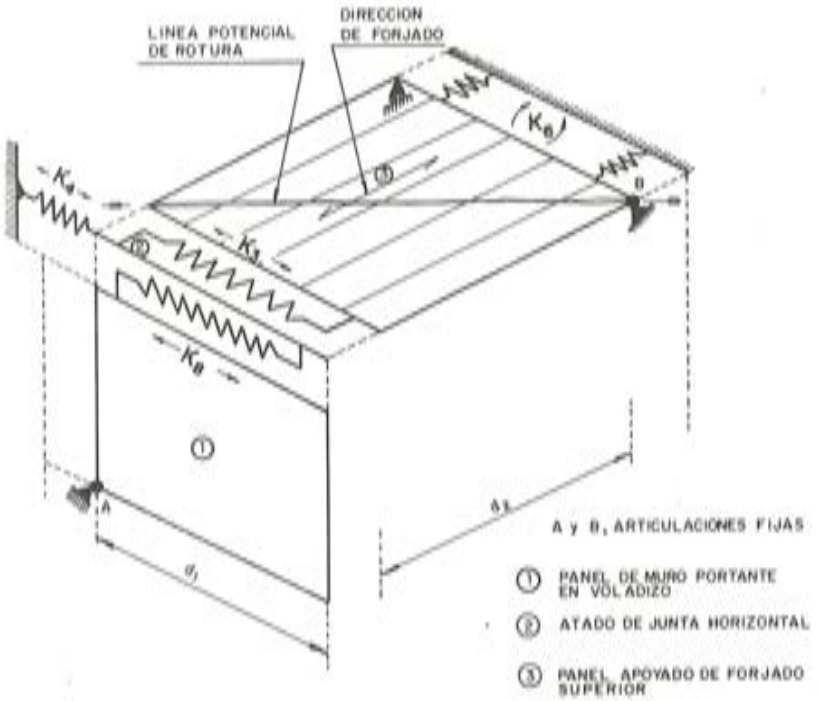


Fig. 11-b.—Modelo simplificado de sistema estructural secundario después de una rotura local de esquina, sin panel de fachada.

Actualmente no resulta posible hacer con generalidad este tipo de análisis en los sistemas de estructuras a base de grandes paneles, ya que, de una parte, la realización de los ensayos indicados de las conexiones no ha sido aún normalizada, y de otra parte, no se dispone de programas de cálculo que consideren la interacción de todos los elementos del sistema estructural secundario en cada caso de rotura local.

Posiblemente una solución teórica satisfactoria se alcance con la aplicación combinada del método de Lewicky y del método de Karrholm y Peterson, basada en los diagramas no lineales de rigidez de las conexiones obtenidos experimentalmente y en el análisis de los muros portantes considerados como medios fisurados con propagación dinámica de fisuras durante el proceso de rotura local.

Por el momento, el método de Lewicky puede ser aplicado en forma suficientemente satisfactoria en base a cualquiera de los modelos simplificados dados en las figuras núms. 10 y 11.

Como solución práctica el método simplificado, dado en el apartado 6.1, ha sido propuesto para su adopción por el C.E.B. Este método que considera el funcionamiento independiente piso a piso de los paneles en voladizo de un muro portante después de una rotura local requiere igualmente de comprobaciones experimentales.

Una alternativa a los tres métodos de diseño anteriores que se ha seguido en algunos casos, ha sido el análisis experimental sobre modelos reducidos de sistemas estructurales secundarios. Tal análisis presenta las dificultades de representar en los modelos reducidos las características no lineales de las conexiones y los efectos dinámicos habidos durante el proceso de rotura local.

Actualmente en el I.E.T. ha sido desarrollada, en (16), una propuesta de método de ensayo a escala real de los modelos simplificados del sistema estructural secundario correspondiente a la figura núm. 6. El método de ensayo considera los efectos dinámicos en la aplicación de las cargas que simulan el colapso o rotura local, y puede ser extendido a ensayos que

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

determinen la interacción entre paneles sucesivos en voladizo de un mismo muro portante.

Finalmente conviene indicar, para su posible discusión, y en orden a la consideración y estudio del problema de diseño de estructuras frente al colapso progresivo en el país, las siguientes necesidades:

1ª.– La realización de un análisis estadístico de las probabilidades de ocurrencia de acciones excepcionales en España, estableciendo para ello, previamente, una clasificación de tales acciones y criterios para el registro y examen de cada suceso.

2ª.– La extensión del análisis anterior a los casos de colapsos progresivos ocurridos en los últimos años en estructuras de edificación a causa de errores de ejecución o de proyecto, salvando las dificultades de tipo jurídico y administrativo que tales análisis plantean actualmente.

3ª.– Introducir en el campo de las estructuras que contemplan la Instrucción EH-73 y la próxima EP-77, la consideración explícita de las acciones excepcionales y de los métodos generales de diseño frente al colapso progresivo.

4ª.– Elaborar, con criterios actualizados, un Reglamento de estructuras prefabricadas a base de grandes paneles, incluyendo en él las soluciones al problema de colapso progresivo.

5ª.– La exigencia de las verificaciones de seguridad frente al colapso progresivo en la documentación de idoneidad técnica de los sistemas de construcción industrializada, en base a grandes paneles.

Los comentarios a este artículo deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de abril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

REFERENCIAS

(1) C.E.B., Système international de reglamentation technique unifiée des structures. Bulletin d'informa - tion nº 111. Octobre, 1975.

(2) Ministério do equipamento Social e do ambiente. Projecto Regulamento de segurança e solicitaçoes de estructuras de edificios e pontes. Lisboa. Dezembro, 1975.

(3) University of Austin Texas. Sessions of the progressive collapse research - nov., 75. Proceedings A.C.I., febr. 1976.

(4) BURNETT, Abnormal loading and building safety. C.I.B. Commision W-23-A. Darmstadt. October, 1974.

(5) Ministry of Housing and local Government. Repport of the Inquiry into the Collapse at Ronan Point, Canning Town-London, 1968.

(6) LEWICKY, Constructions Industrialisées en béton. Conferences: Bruxelles 1971, Madrid (I.E.T.) 1972.

(7) LEYENDECKER, FATTAL, Investigation of the "Skyline Plaza" collapse in Fairlax Country, Virginia. Final Report National Bureau Standards. June, 1973.

(8) LEWICKY, ODGARD, OLESSEN. Limiting the risk for progressive collapse. II International Symposium Bearing Walls. CIB. Varsovia, 1975.

(9) Addendum nº 1 (1970) to British Standard Code of Practice CP-116:1965 and CP-116: Part 2: 1969.

(10) KARRHOLM, PETERSON. Progressive collapse of large panel buildings. 6th Congress CIB. Budapest, 1974.

(11) KARRHOLM, PETERSON. Analysis of damaged shear-wall structures. CIB Commission W-23-A. Darmstadt, 1974.

(12) LEWICKY, DEUAR, ZIELENIENSKI. Interaction of floor and wall for the prevention of progressive collapse in large panel buildings. 6th Congress CIB. Budapest, 1974.

(13) LEWICKY, DEUAR, KAPRON. Analysis of work of secondary structural systems in buildings corner. II International Symposium Bearing-Walls CIB. Varsovia, 1975.

(14) LEWICKY, ODGARD. Note on Code Requirements dealing with progressive collapse. Annex 2, Draft proposal for C.E.B. Unified common rules for different types of building works and of materials. C.I.B. Commission W-23-A. Edimburgh. September, 1976.

(15) F. AGUIRRE, V. SOLANA. Système espagnol de construction d'edifices a l'aide de blocs tridimensionnels. C.I.B. Symposium on Box-unit Construction. Balatonfüred, Hungary. May 1973.

(16) V. SOLANA, D. MARTORANO, F. AGUIRRE. Proposal testing method for primary collapse in load bearing walls. Institute Torroja, Madrid. Diciembre, 1976.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Mr. Philip Gooding, OBE, M. Sc., FICE, FIStructE, F. Inst. H.E. falleció el 4 de enero de 1977 a la edad de 70 años tras una larga enfermedad.

Philip Gooding era muy conocido por cualquiera relacionado con la industria del hormigón, a la cual sirvió con gran energía y entusiasmo durante cincuenta años, retirándose de la Cement and Concrete Association, en la cual fue Director de Información, de Instrucción y de Publicaciones, en mayo de 1971.

Una de sus mayores aficiones fue el hormigón pretensado, desarrollando una inmensa labor para promover su utilización no sólo en Inglaterra sino en todo el mundo. Tuvo una gran actuación para organizar la creación del Prestressed Concrete Development Group en 1948, que posteriormente quedó integrado dentro de la Concrete Society de la Gran Bretaña, estableciéndose contactos con grupos similares de otros países. Esto tuvo como resultado la formación de la Federación Internacional del Pretensado en 1952, en la cual se han integrado ingenieros, contratistas, suministradores de materiales y maquinaria de todo el mundo. Philip Gooding sirvió infatigablemente y con una gran visión para la F.I.P. como Secretario General y Tesorero hasta 1973. Organizó congresos en Londres, Amsterdam, Berlín, Roma, Nápoles, París y Praga e infundió su entusiasmo a los miembros mediante su trabajo permanente en las Comisiones de la F.I.P. Incluso después de retirarse mantuvo contactos desde Londres con todas las actividades de la F.I.P.

Estas actividades habrían sido más que suficientes para cualquier persona, pero no para Philip Gooding. Fue, además, uno de los principales promotores de la Concrete Society, creada en 1966 para ayuda de todos los sectores de la industria del hormigón, y actuó como miembro del Consejo de dicha Sociedad. Como reconocimiento a su labor, en 1972 fue designado Miembro de Honor de la misma. Tomó también parte muy activa en el CEMBUREAU (la Federación Europea de la Industria del Cemento) y la British Road Federation. Mostró especial interés en los trabajos del Institute of Landscape Architects y colaboró en la coordinación de las actividades de la B.R.F. y el I.L.A., lo que ha redundado en una provechosa labor conjunta, en la actualidad, en lo que se refiere a la conservación estética del paisaje. Concedió siempre especial prioridad a su labor en pro de los arquitectos y, durante más de veinte años, organizó diferentes visitas a obras de arquitectura de señalado interés, tanto en Inglaterra como en los distintos países del mundo, y se preocupó en llevar a Londres por primera vez para pronunciar conferencias, a las principales personalidades del campo arquitectónico tales como Pier Luigi Nervi y Félix Candela.

La extraordinaria labor realizada por Gooding a lo largo de su vida, sin regatear esfuerzos y con un entusiasmo excepcional, fue premiada con una larga serie de honores. Fue designado M. Sc honorario de la Universidad de Leeds, especialmente por sus trabajos en el campo del hormigón pretensado, y Miembro de Honor de la Institution of Civil Engineers, de la Institution of Highway Engineers, y de su propia Institution of Structural Engineers. En 1964 se le concedió el OBE. Y como espaldarazo final, el American Concrete Institute le eligió, ya retirado, Miembro de Honor por su "especial liderazgo en la coordinación del intercambio de información para el progreso del hormigón". Esta distinción ha sido otorgada, solamente, a unas sesenta personalidades, en todo el mundo, desde 1926.

Tenía amigos y reconocido prestigio en todos los países del globo. Nadie olvidará su ironía, su agradable carácter, sus expresivos silencios y la formidable humanidad que supo derrochar en todos sus actos y en todas sus relaciones, a pesar de lo cargado que estaba siempre su programa de trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La influencia de la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a flexión de las piezas de hormigón armado

Por: J. Calavera, Dr. Ing. de Caminos
E. González - Valle, Ing. de Caminos
A. Delibes, Ing. de Caminos
J.M. Izquierdo, Ing. de Caminos

1. PLAN DE ENSAYOS

Durante los meses de Enero a Abril de 1976 se ha desarrollado en el Laboratorio Central del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) en Madrid, un Plan de Ensayos para investigar la influencia de la relación tensión de rotura/límite elástico de las armaduras en la deformabilidad, fisuración y rotura de vigas de hormigón armado sometidas a flexión simple. (*)

A tal fin se fabricaron 18 vigas de 20 x 40 cm de sección y 3,60 m de longitud de acuerdo con los esquemas de carga indicados en la Fig. 1. Las vigas estaban fabricadas con hormigón nominal H-200 y contemplaban las siguientes variables.

a) Cuantías de acero: Baja, Media y Alta.

b) Tipos de acero: Suave liso (AE - 22L).

Corrugado de dureza natural (Altres) (AE - 50N) y

Corrugado en frio (KARI) (AE - 50T).

De cada tipo de viga se fabricaron dos ejemplares.

La designación, armadura de las vigas y resistencias de hormigón, se indican en el cuadro de la Fig. 2.

(*) El citado Plan de Ensayos fue financiado por la Sociedad MACSA dentro de sus Programas de Investigación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

DISTRIBUCION DE ARMADURAS

DESIGNACION	ACERO	CUANTIA	ARMADURA			HORMIGON f_{cm} (Kp/cm²)
			SUPERIOR	INFERIOR	ESTRIBOS	
V1KA, V2KA	KARI	ALTA	2 φ 6	6 φ 12	26 φ 8 + 6 φ 6	185
V1KM, V2KM		MEDIA		3 φ 12	32 φ 6	191
V1KB, V2KB		BAJA		2 φ 8	19 φ 6	175
V1NA, V2NA	D. NAT. (ALTRES)	ALTA	2 φ 6	6 φ 12	26 φ 8 + 6 φ 6	188
V1NM, V2NM		MEDIA		3 φ 12	32 φ 6	170
V1NB, V2NB		BAJA		2 φ 8	19 φ 6	187
V1OA, V2OA	ORDIN.	ALTA	2 φ 6	7 φ 16	26 φ 8 + 6 φ 6	189
V1OM, V2OM		MEDIA		6 φ 12	32 φ 6	205
V1OB, V2OB		BAJA		4 φ 8	19 φ 6	196

Fig. 2

Sobre cada una de las barras que se emplearon como armaduras se realizó un ensayo de tracción. Los valores medios para cada diámetro se indican en el Cuadro de la Fig. 3.

Fig. 1.—Montaje del ensayo

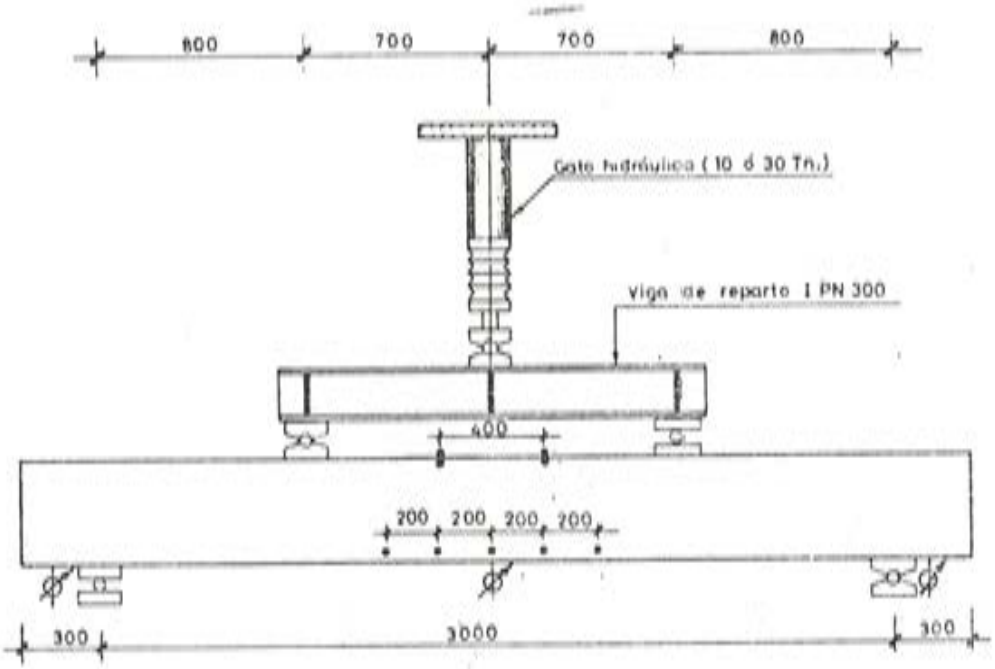
ACERO	DIAMETRO mm	(1) LIMITE ELASTICO (Kp/cm²)	(1) TENSION DE ROTURA (Kp/cm²)	RELACION λ	ALARGAMIENTO EN BASE 5 φ (%)
AE - 50N	12 8	5.745 5.518	7.774 7.893	1,35 1,43	27,7 25,7
AE - 50T	12 8	5.502 5.715	5.509 5.740	1,00 1,01	— 19,5
AE - 22L	16 12 8	2.209 2.664 2.905	3.415 3.733 4.250	1,55 1,40 1,46	37,5 31,9 40,0

(1) Valores referidos a la sección nominal

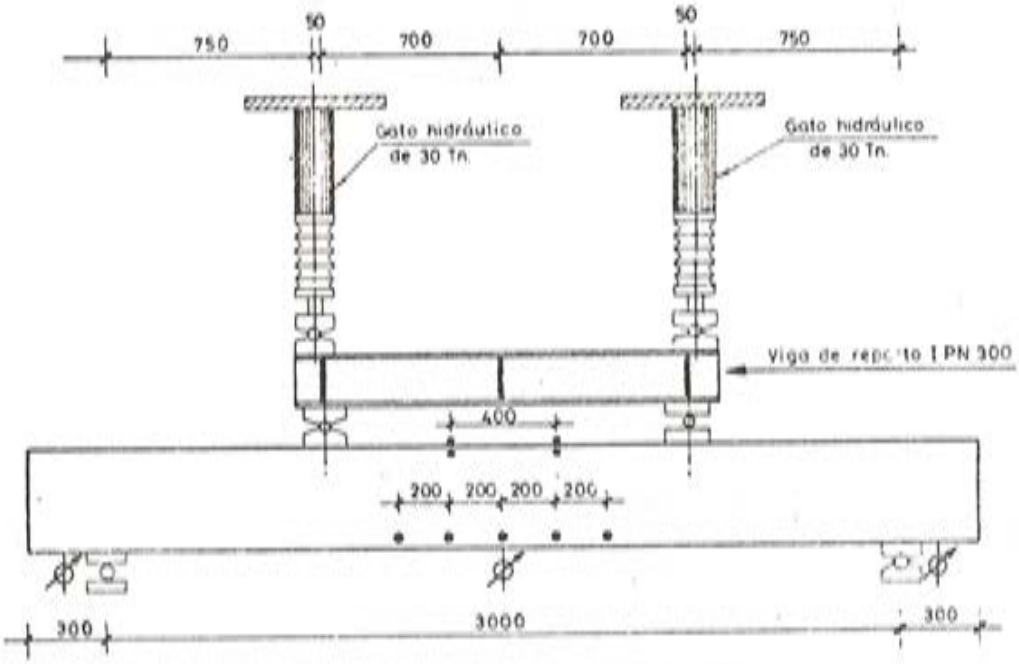
Fig. 3

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

CUANTIAS BAJA Y MEDIA



CUANTIA ALTA



Cotas en mm.

Figura 1.- MONTAJE DEL ENSAYO

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las vigas se desencofraron a las 24 horas y se mantuvieron durante siete días en la Nave del Laboratorio, mediante un curado intenso. Trascurrida esta edad fueron introducidas en una Cámara de Curado con temperatura de 20°C y humedad relativa del 60 por 100 hasta el momento del ensayo.

Se realizaron las siguientes medidas:

- Flechas en el centro de la luz.
- Fisuras, midiendo su anchura a nivel de la capa inferior de armadura, mediante microscopio de 0,05 mm de apreación.
- Deformaciones unitarias mediante 10 bases de extensómetro mecánico de 400 mm y una micra de apreciación (Fig. 4).

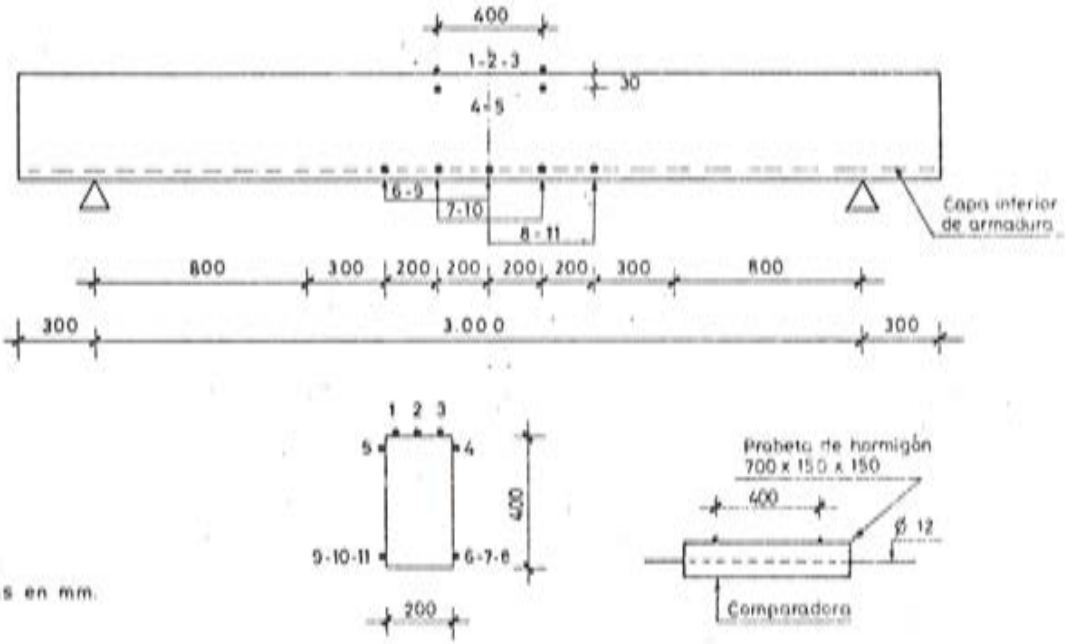


Fig. 4

2. REALIZACION DEL ENSAYO

Las vigas fueron sometidas a ensayo de flexión simple elevando la carga en escalones de aproximadamente el 10 por 100 de la carga de rotura prevista. Los valores de los momentos teóricos y obtenidos se recogen en el Cuadro de la Fig. 5, así como el del momento de servicio. El resumen de las diferentes medidas se recoge en las Figs. 6 a 10.

3. ANALISIS DE RESULTADOS

3.1. Comportamiento en condiciones de servicio

a) *Flechas en el punto medio*

Son sustancialmente idénticas para KARI y DUREZA NATURAL con las tres cuantías.

El acero ordinario conduce a flechas claramente inferiores, salvo para cuantías muy ba-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

DESIGNACION	MOMENTO TEORICO DE ROTURA, M_n (m x t)	MOMENTO REAL DE ROTURA, M_u (m x t)	MOMENTO DE SERVICIO ($\gamma_f = 1,5$ $\gamma_s = 1,10$ $\gamma_c = 1,5$) (m x t)	$K = \frac{M_u}{M_n}$
V1KA, V2KA	11,44	10,87	6,45	0,950
V1KM, V2KM	6,44	6,48	3,79	1,006
V1KB, V2KB	2,10	2,23	1,26	1,064
V1NA, V2NA	11,93	12,09	6,66	1,013
V1NM, V2NM	6,66	6,58	3,91	0,988
V1NB, V2NB	2,03	2,43	1,22	1,197
V1OA, V2OA	9,62	10,41	5,50	1,082
V1OM, V2OM	6,25	6,98	3,68	1,117
V1OB, V2OB	2,13	2,40	1,28	1,124

Fig. 5

jas, de acuerdo con lo ya conocido. La relación de flechas con AE-50 frente a AE-22, es notablemente más alta, en estos ensayos breves, que la registrada por los autores en ensayos de larga duración.

b) *Deformaciones en fibra más comprimida*

Las conclusiones son análogas a las obtenidas para las flechas en a).

c) *Deformaciones a la altura de la capa inferior de armadura*

Las mismas conclusiones.

d) *Fisuración*

- Ancho total (Σ_W). Son muy moderados y del mismo orden (1,3 mm) para KARI y DUREZA NATURAL. El ancho total es nulo para el caso de acero ordinario.
- Fisura W_{95}. Esta siempre entre 0,1 y 0,2 mm para KARI y DUREZA NATURAL, excepto para cuantía baja, en que es 0,1 mm para KARI y nulo para DUREZA NATURAL.

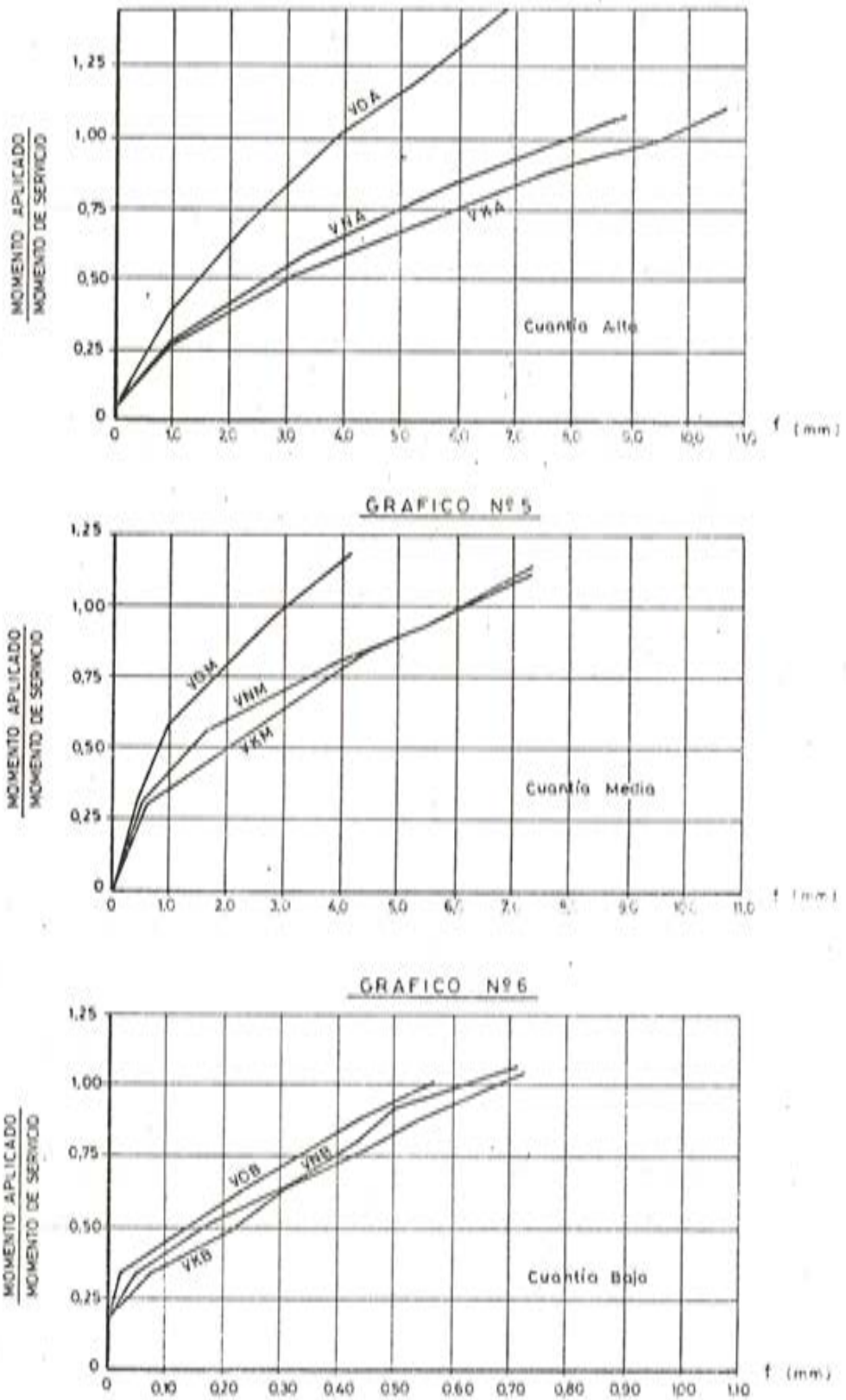
3.2. Aviso en prerrotura

a) *Cuantía alta* (Escalón 8)

Todos los aceros presentan prácticamente el mismo número de fisuras (de 28 a 33).

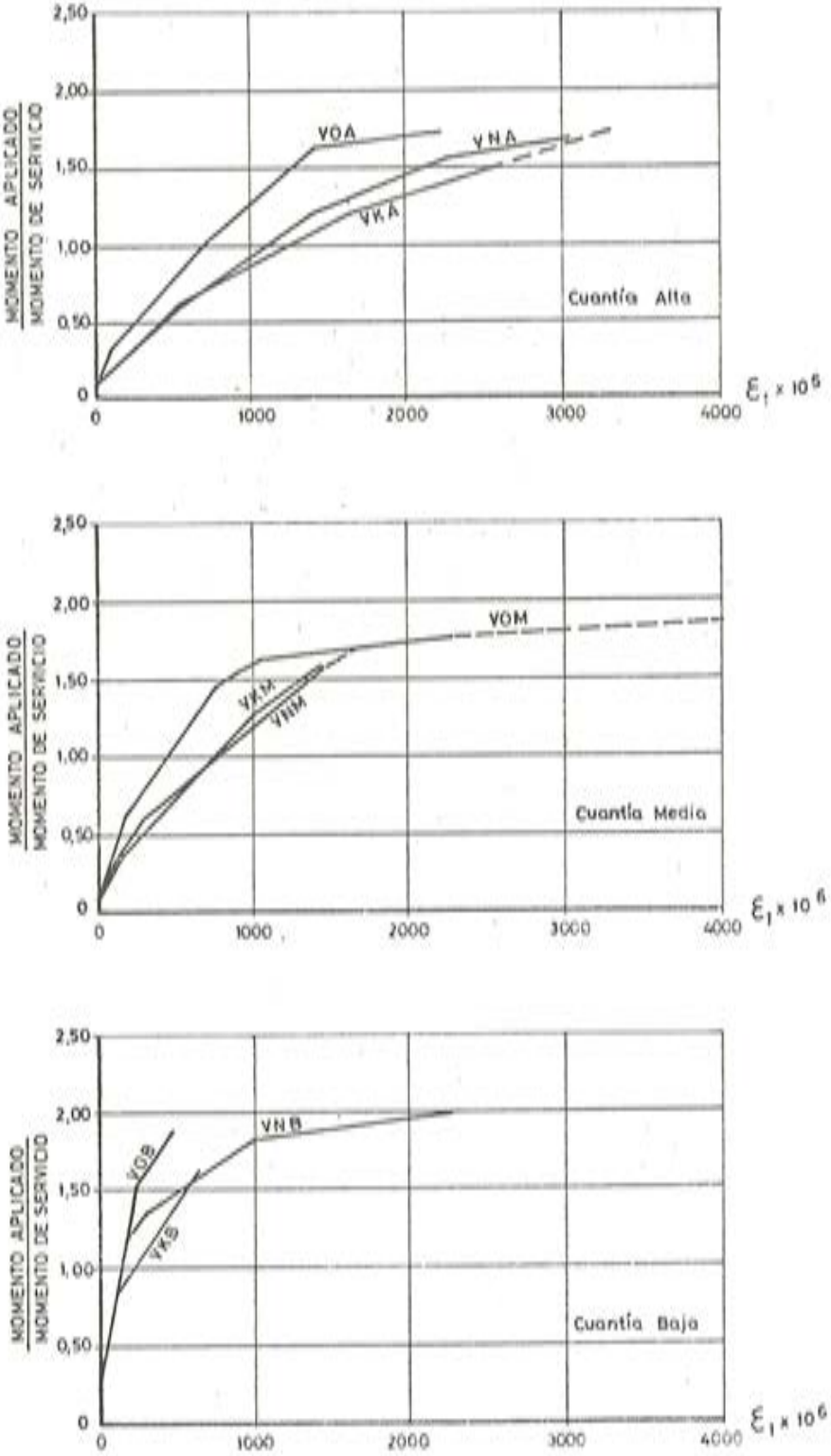
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 6.—Evolución de la flecha en el punto medio



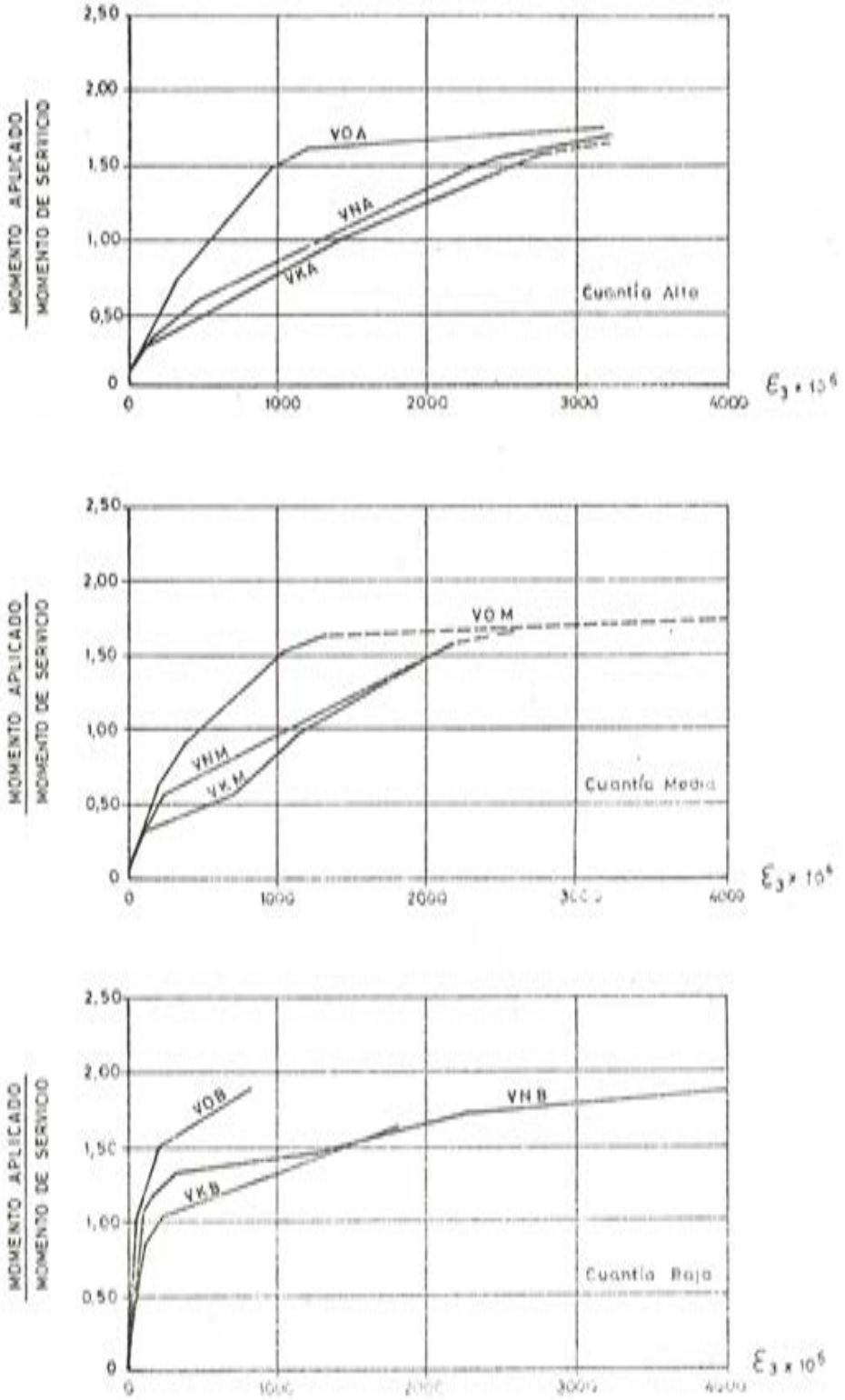
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 7.—Evolución de las deformaciones en la fibra mas comprimida



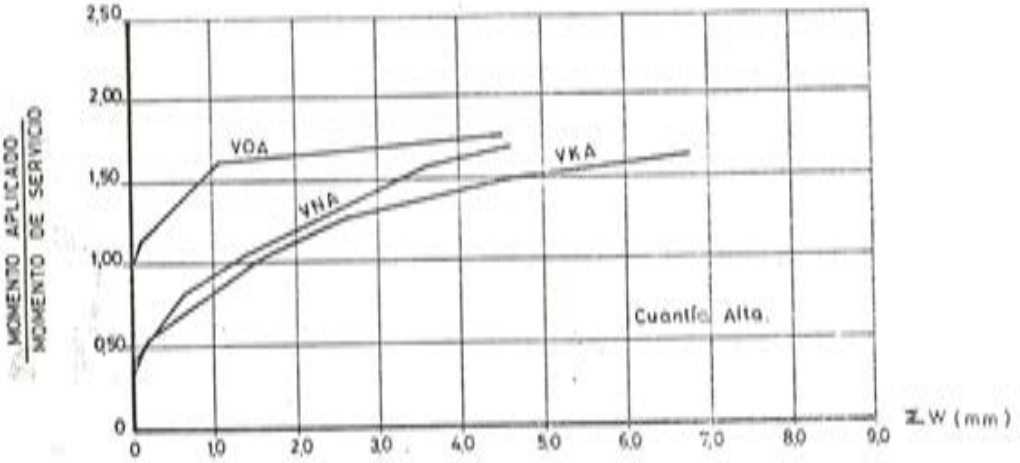
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

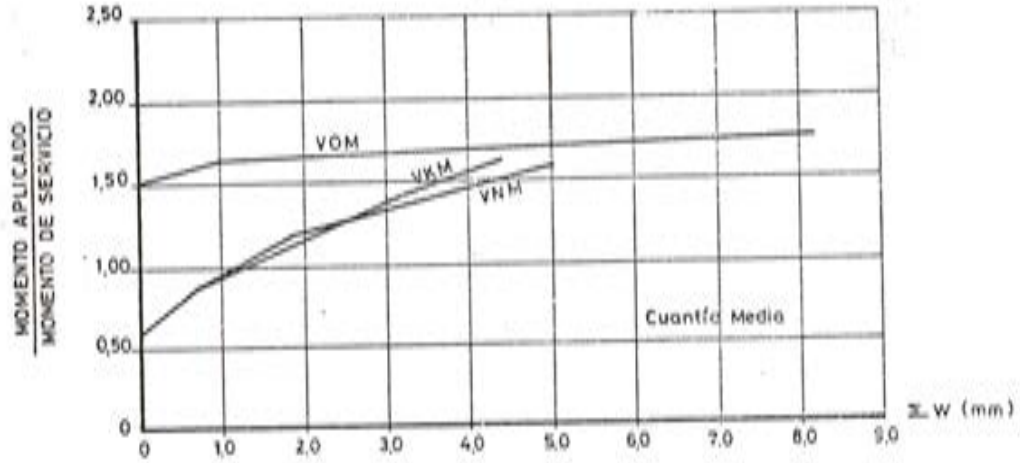
Fig. 8

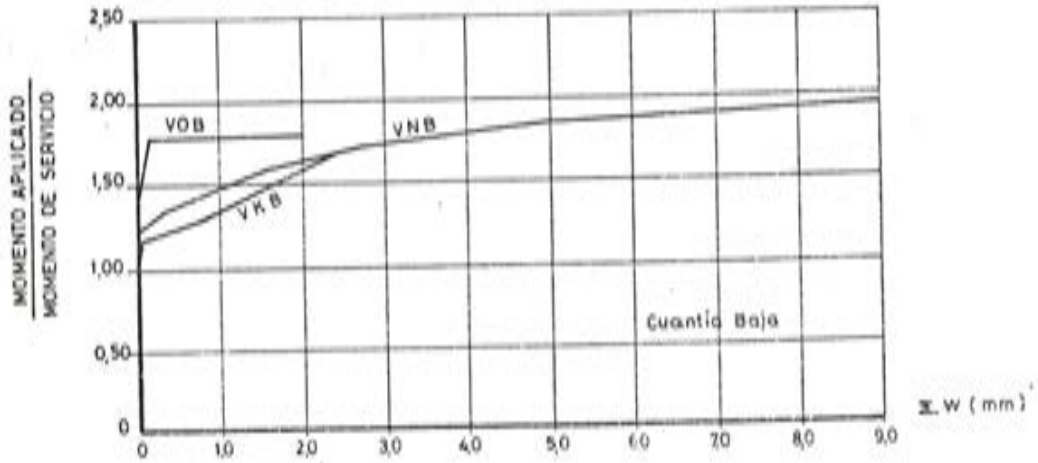


Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 9.—Evolución de la fisuración

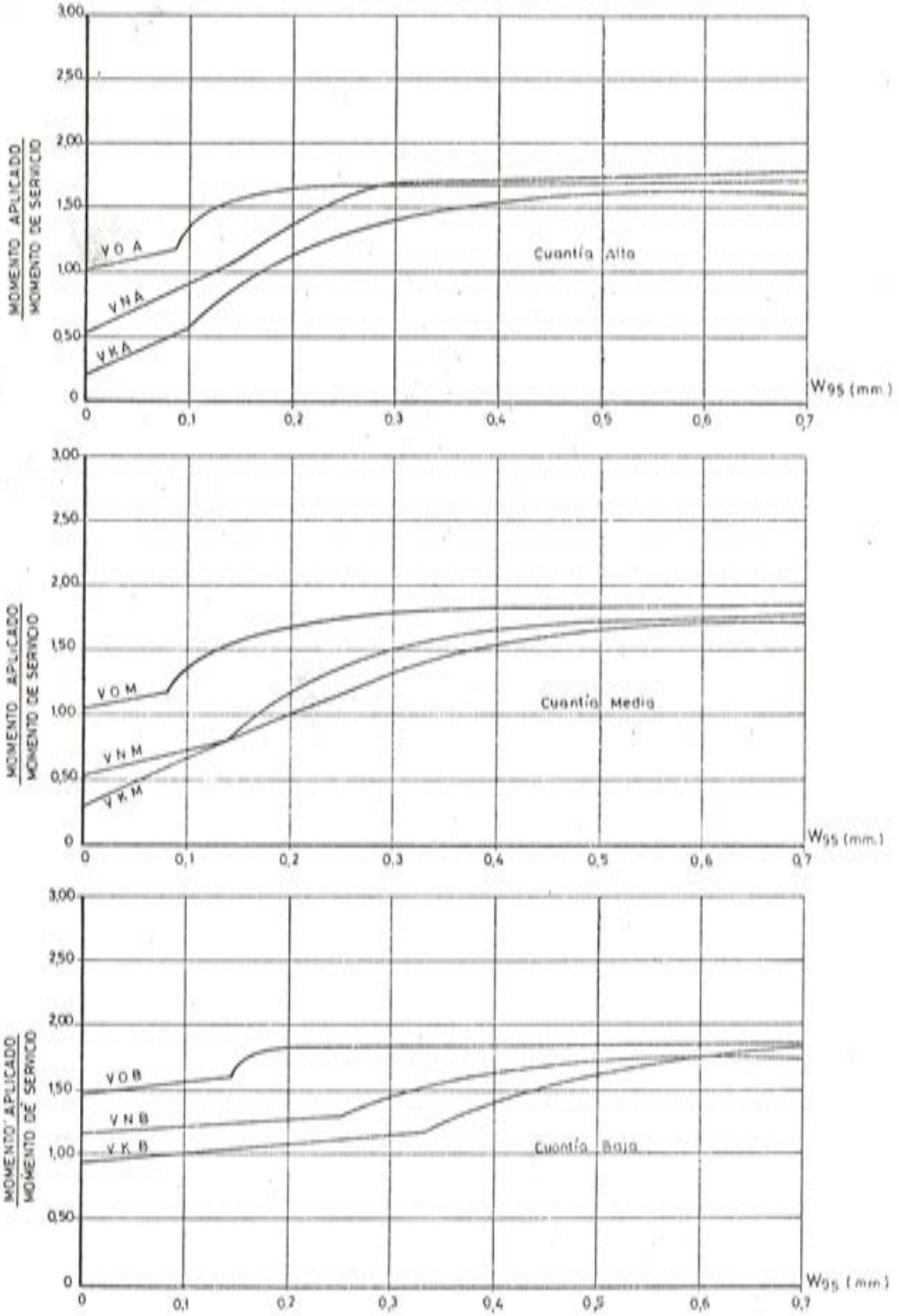






Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 10.—Evolución de la fisura W_{95}



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El ancho máximo ocurre para el acero ordinario con 4 fisuras > 0,5 mm. El KARI presenta 1 fisura > 0,3 y la fisura máxima con DUREZA NATURAL está entre 0,1 y 0,2 mm. Los anchos totales (Σ_w) son de 3,02; 6,27 y 4,55 mm para Aceros de DUREZA NATURAL, KARI y ORDINARIO respectivamente.

b) *Cuantía media* (Escalón 10)

El número de fisuras oscila de 21 (KARI) hasta 27 (ORDINARIO). El ancho máximo lo presenta el KARI con 5 fisuras > 0,3 mm seguido del DUREZA NATURAL con 12 fisuras de 0,2 a 0,3 mm. El acero ordinario tiene 3 fisuras de 0,1 a 0,2 mm. El ancho total (Σ_w) es de 4,98; 4,36 y 0,91 mm para DUREZA NATURAL, KARI y ORDINARIO respectivamente. Se aprecia ya la disminución del aviso del acero ordinario frente a los dos aceros corrugados de alta resistencia.

c) *Cuantía baja* (Escalón 11)

El número de fisuras es de 10 para KARI y DUREZA NATURAL y baja a 5 para el ACERO ORDINARIO. El ancho máximo es de 0,4 a 0,5 mm, con 2 fisuras para el KARI y 3 para el DUREZA NATURAL. El acero ordinario sólo presenta cinco fisuras inferiores a 0,1 mm. Los anchos totales (Σ_w) son de 2,74; 2,37 y 0,41 para DUREZA NATURAL, KARI y ORDINARIO respectivamente. Se acentúa aquí la pérdida de aviso cuando se emplea acero ordinario.

3.3. Comportamiento en rotura

a) *Cuantía alta*

La relación $K = (M_u/M_n)$, (donde M_n es el momento de rotura previsto de acuerdo con los valores de las resistencias de los materiales realmente empleados y M_u el momento flector de rotura registrado en el ensayo) es de 1,013 para DUREZA NATURAL, 0,95 para KARI y 1,082 para ACERO ORDINARIO. La coincidencia entre fórmulas y ensayo es buena.

b) *Cuantía media*

Los valores de K son respectivamente de 0,998; 1,006 y 1,117.

c) *Cuantía baja*

Ahora los valores de K son 1,197; 1,064 y 1,124. Aparece una hiperresistencia marcada para el acero de dureza natural. Esto es posiblemente debido a que los valores del momento previsto de rotura M_U se han calculado en el Anejo 4 suponiendo para los tres aceros un diagrama con escalón plástico indefinido. Esto es cierto en el caso particular del acero estirado, que fue un KARI artificialmente estirado hasta conseguir $\lambda = 1$, pero es sólo una simplificación para el acero de DUREZA NATURAL y para el ORDINARIO, en los cuales, con grandes deformaciones en la armadura (cuantías medias y sobre todo bajas) pueden alcanzarse en el agotamiento de la sección tensiones superiores al límite elástico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Debe considerarse sin embargo que tales hiperresistencias no son utilizables en la práctica, pues se consiguen con alargamientos ϵ_s muy superiores al 10 por 100, que es el máximo permitido en valores de cálculo por la Instrucción EH-73. Este 10 por 100 en valores de cálculo, corresponde, con $\gamma_c = 1{,}5$ y $\gamma_s = 1{,}15$ a $\epsilon_s = 14$ por 100, en valores característicos que pueden considerarse como correspondientes al ensayo. En aceros de tipo ordinario el final del escalón plástico corresponde a alargamientos mucho mayores. Con DUREZA NATURAL, depende de muchos factores, pero habitualmente ocurre lo mismo. Unicamente con aceros estirados, deformados en frio o trefilados se alcanzan tensiones superiores al límite elástico con cuantías medias y bajas. En nuestro caso no ha sido así por lo ya explicado de utilizar un acero laminado en frio y estirado artificialmente para obtener $\lambda = 1$.

Debe observarse que con cuantías alta y media, la rotura se produce por agotamiento del acero con rotura del hormigón de la cabeza comprimida, excepto con cuantía alta y KARI, en que después de rota la cabeza comprimida, se produjo la rotura de la armadura (*).

Con cuantía baja para los aceros ORDINARIO y DUREZA NATURAL se registró la rotura del acero en una de las dos vigas. También con KARI, en las dos vigas ensayadas de cuantía baja, los alargamientos concentrados en la fisura de rotura fueron suficientes para producir la rotura de las barras.

Podría discutirse si esta forma de rotura es "menos segura" que las otras, en el sentido de que, dependiendo de la armadura existente en la cara superior, puede conducir a la separación física de la pieza flectada, en dos trozos independientes. De hecho esta discusión, que en nuestra opinión es bizantina hoy por hoy, se ha planteado ya en alguna Comisión Internacional. En relación con ello, deben considerarse a nuestro juicio los siguientes puntos:

- El que la viga se separe en dos trozos, es cierto que puede agravar un accidente. Pero también con cuantía alta y cualquier tipo de acero, una pieza isostática, puede, al agotarse la sección central, salirse de sus apoyos, y sin embargo no se toman por ello medidas diferentes al caso de ser una viga continua.
- En tracción simple, siempre el agotamiento se produce con rotura de la pieza en dos trozos y no por eso se considera la pieza inaceptable. (En tracción simple la condición $\epsilon_s \leqslant 10$ por 100 afecta al cálculo, pero no evita la deformación plástica excesiva real y la rotura de la armadura).
- Por otra parte este tipo de rotura se ha registrado con los tres tipos de acero empleados.

(*) Posiblemente esta anomalía sea debida a que el estirado artificial a que se sometió el acero KARI para conseguir $\lambda = 1$, ocasionó una gran fragilidad en este material.

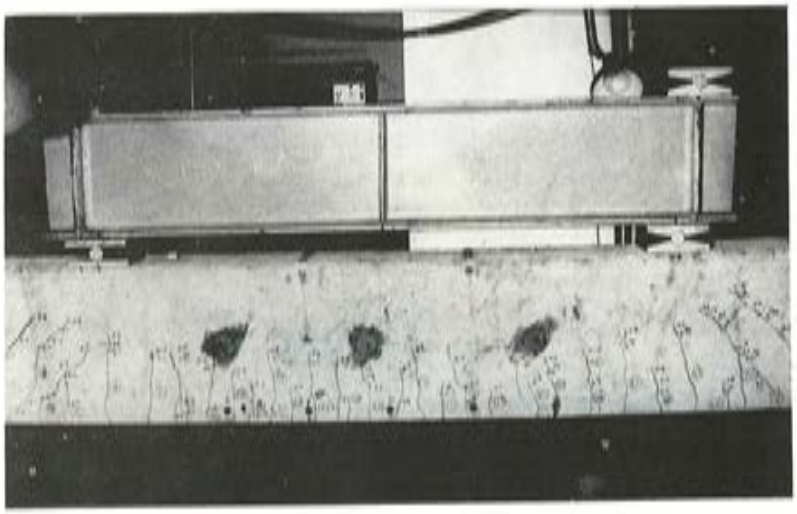
Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4. CONCLUSIONES

De acuerdo con los ensayos realizados puede establecerse que la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de un acero corrugado para hormigón armado no afecta a su capacidad de aviso ni a su comportamiento en servicio, prerrotura y rotura por flexión. En los ensayos, dos aceros corrugados AE-50, uno con $\lambda = 1$ y otro con λ de 1,32 a 1,425 han tenido comportamiento satisfactorio y sustancialmente idéntico. En cambio, un acero liso AE-22 con λ de 1,40 a 1,55 presenta muy escasa fisuración de aviso. La capacidad de aviso no parece estar en absoluto relacionada con el valor λ sino con la tensión del acero, su diámetro, sus características de adherencia y su posición en la sección.

Incidentalmente, conviene llamar la atención sobre el hecho de que los resultados de los ensayos con barras lisas AE-22 permiten afirmar de nuevo que las barras corrugadas de límite elástico 22 Kp/mm^2, conducirían en flexión a piezas que en gran número de casos carecen de fisuración de aviso.

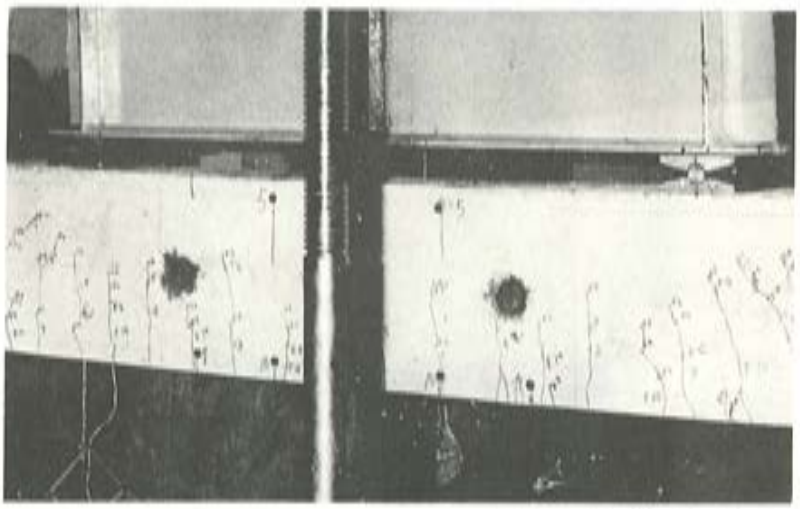
Finalmente, los resultados anteriores confirman la tesis del C.E.B. en el sentido de que un valor λ de 1,10 entre valores garantizados y 1,05 entre valores de ensayo es suficiente para barras corrugadas de acero para hormigón armado.



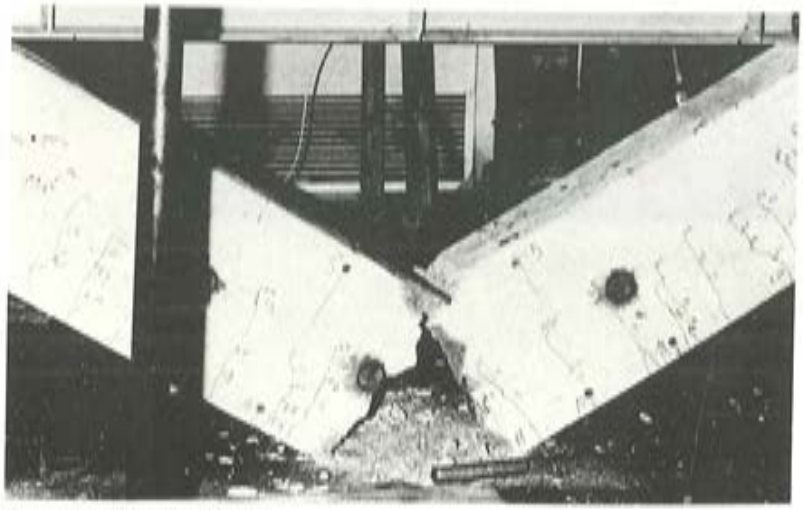
FOT. 1.—V2-NA. Escalón 10

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FOT. 2.—V2-NA. Rotura

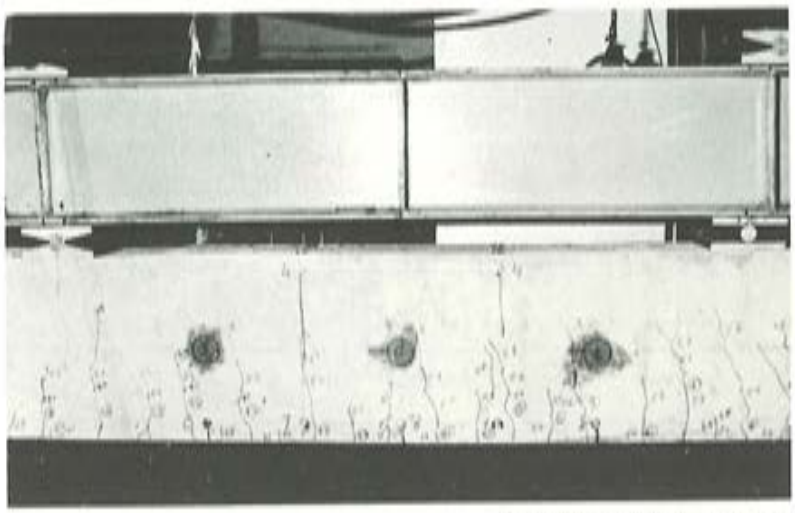


FOT. 3.—V2-KA. Escalón 10



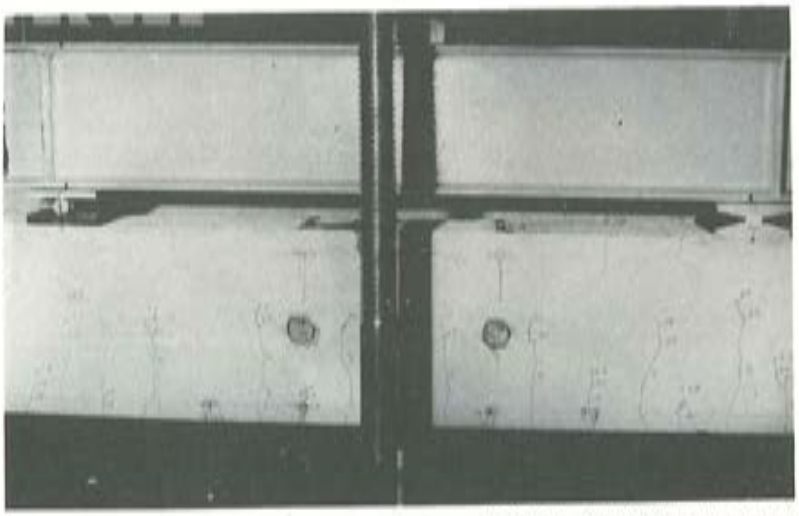
FOT. 4.—V2-KA. Rotura

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



FOT. 5.–V2-OA. Escalón 8

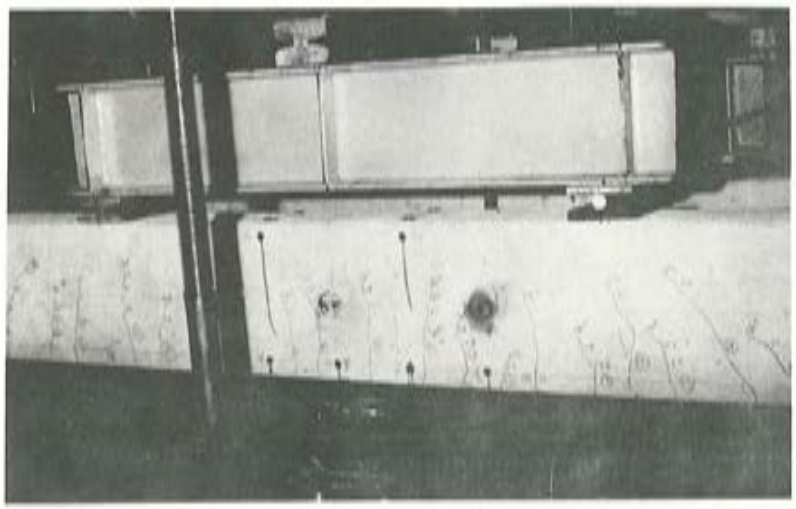
FOT. 6.–V2-OA. Rotura



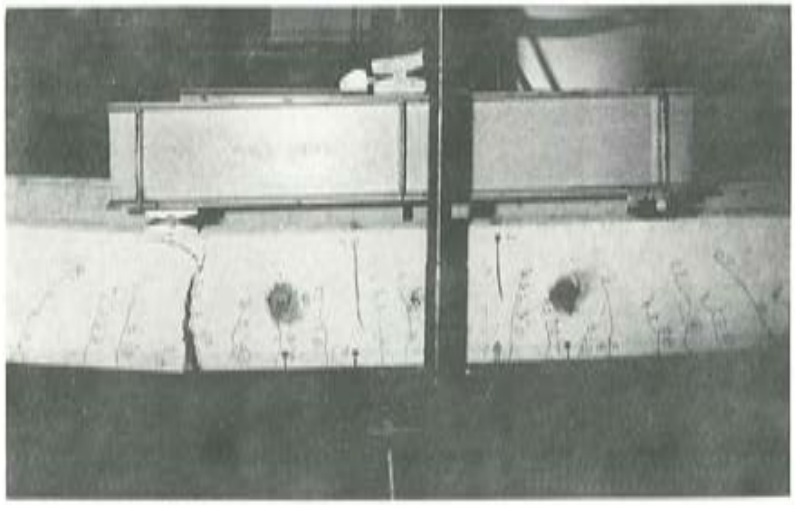
FOT. 7.–V2-NM. Escalón 10

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FOT. 8.–V1-NM. Rotura

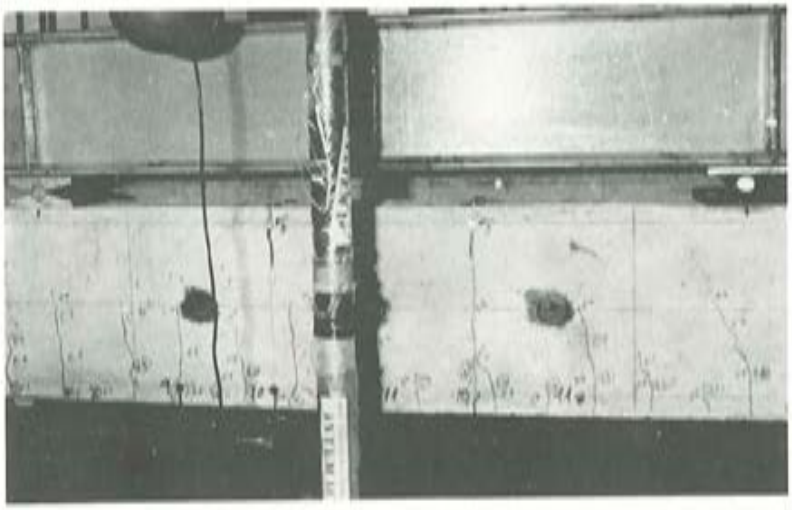


FOT. 9.–V1-KM. Escalón 10



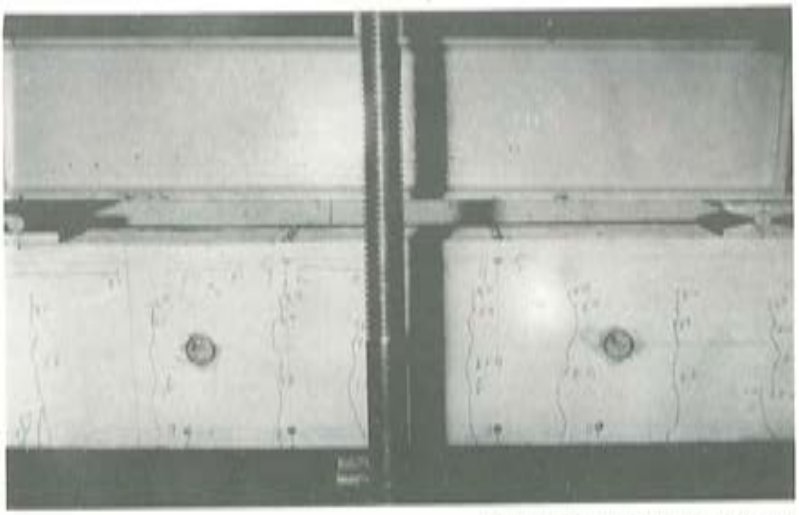
FOT. 10.–V1-KM. Rotura

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



FOT. 11.–V1-OM. Escalón 10

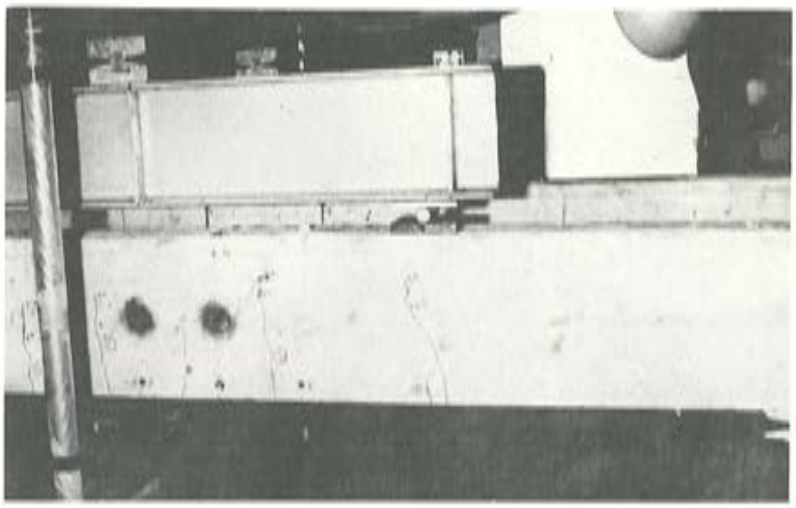
FOT. 12.–V2-OM. Rotura



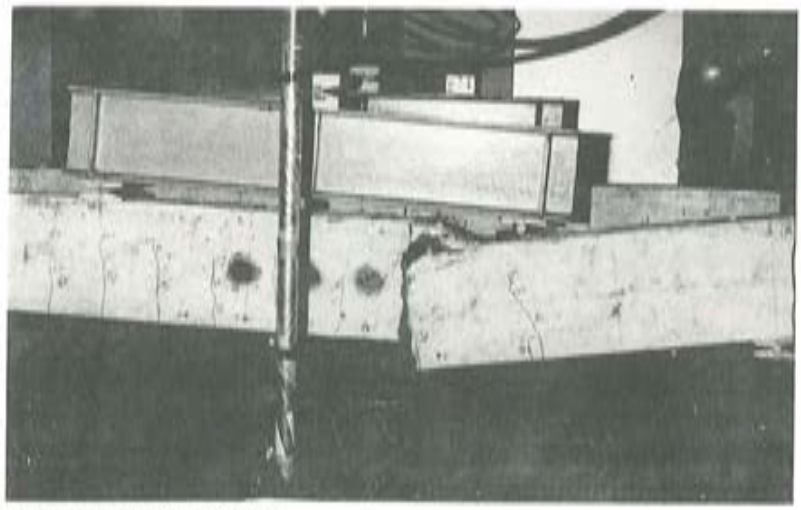
FOT. 13.–V1-NB. Escalón 11

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FOT. 14.—V1-NB. Rotura

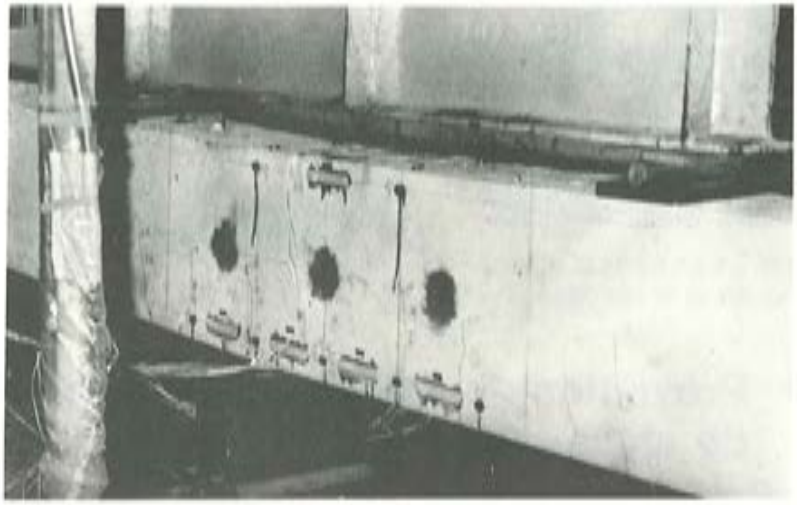


FOT. 15.—V1-KB. Escalón 11

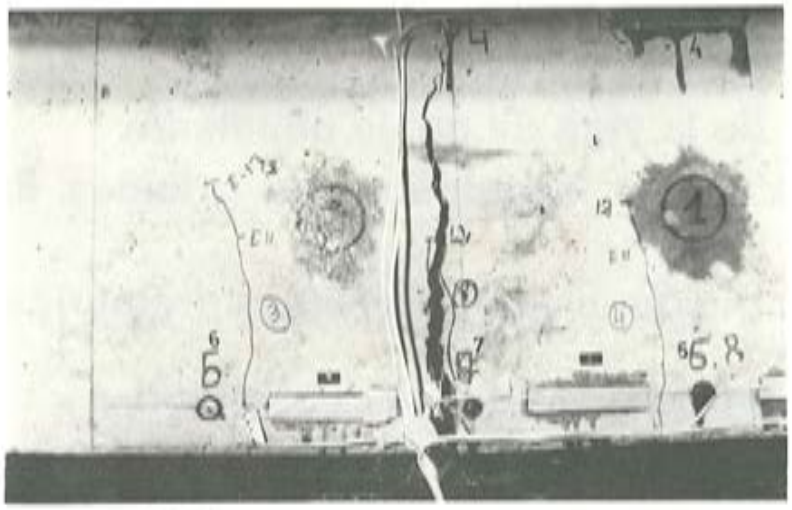


FOT. 16.—V1-KB. Rotura

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



FOT. 17.—V2-OB. Escalón 13



FOT. 18.—V2-OB. Rotura

Los comentarios a este artículo deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de abril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ESTUDIO
PREST

París, 122, 2.º, 4.ª BARCELONA-11
Tel. 321 64 39 - 321 78 09

CALCULO E INGENIERIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGON

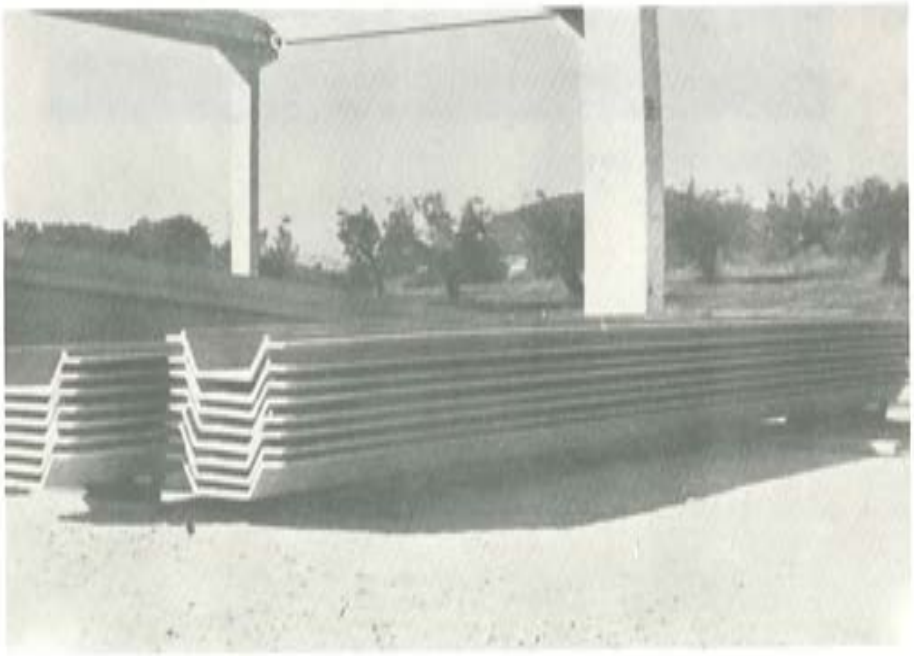
- **Proyectos de fábricas para la producción de elementos estructurales de hormigón**
- **Cálculo y diseño de estructuras prefabricadas**

DISEÑOS PATENTADOS

ESTRUCTURAS URANO Y TAU: para naves industriales como evolución de la viga de doble pendiente

ESTRUCTURA TITANO: para naves industriales de grandes luces (24 ÷ 42 m)

ESTRUCTURA ELE: para la construcción de viviendas prefabricadas



PANEL DE CUBRICION DALLA: permite conseguir interejes de 12 m. Fabricación automatizada mediante el empleo de una máquina continua.

París, 122 - 2.º 4.ª BARCELONA-11 Telfs. 321 64 39 - 321 78 09
Vía Tiziano, 19 20145 MILANO Telfs. 43 48 57 - 43 79 23

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tendencias actuales sobre programas de cálculo elástico de estructuras de barras

Jesús Ortiz Herrera
Dr. Ingeniero de Caminos

La incorporación de medios automáticos de cálculo a la práctica del análisis estructural, ha convertido en prácticamente obsoletos todos los métodos de cálculo "manuales", en franco y progresivo desuso ya desde la pasada década. Ello ha sido posible, no sólo debido al empleo de los ordenadores, sino también al desarrollo de las técnicas matriciales de cálculo de estructuras, de formulación compacta y fácilmente programables, a la vez que de extraordinaria generalidad (gran número de formas estructurales cubiertas por un mismo algoritmo de cálculo).

Las formulaciones más divulgadas de estas técnicas matriciales mantienen los principios del análisis lineal: comportamiento elástico lineal de los materiales y utilización de la geometría anterior a la deformación para el planteamiento de las ecuaciones de la estructura. Es decir, en rigor no responden a una teoría diferente a la de los métodos clásicos de cálculo, aunque han suprimido la casuística estéril de éstos, volviendo a las raíces de la teoría. Se han desarrollado también, para el análisis estático de estructuras de barras, teorías no lineales de gran generalidad y precisión, plasmadas en forma de técnicas y programas de cálculo perfectamente operativos (aunque mucho menos divulgados que los programas lineales). Esto no es tan cierto a nivel del cálculo dinámico anelástico ni del análisis no lineal de estructuras superficiales y tridimensionales; a pesar de que estos temas han sido objeto de una extraordinaria labor de investigación en los últimos años, no puede considerarse todavía esta labor completamente cerrada.

En el campo del análisis lineal, poco queda por realizar en materia de planteamientos teóricos y de algoritmos de cálculo. Pero cuantos han aplicado los programas de tipo convencional al análisis de estructuras complejas con solicitaciones variables, saben bien lo tedioso que puede resultar la preparación de datos y el manejo posterior de ingentes listas de resultados escasamente "elaborados". Cabe pues afirmar que dichos programas aprovechan deficientemente las posibilidades de los actuales medios de cálculo automático; y que la rentabilidad práctica global de un programa para análisis estructurales importantes, radica más en

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

su flexibilidad de uso que en las técnicas internas de cálculo (suponiendo que se utilicen básicamente las universalmente reconocidas como más eficientes). En este sentido existen ya numerosas realizaciones, tendentes a la máxima operatividad de uso práctico.

Otra línea práctica actual de gran interés es la constituida por programas de relativa sencillez, aptos para ser utilizados en máquinas de pequeña envergadura, bajo coste y manejables por personal no especializado. Estos pequeños programas están lo suficientemente divulgados como para dejar fuera de lugar cualquier comentario específico de los mismos. Además, lógicamente, están físicamente limitados en lo relativo a capacidad y flexibilidad de cálculo, por lo que su aplicación actual al análisis de estructuras se restringe al campo de la edificación y a cálculos secundarios en Proyectos importantes. Cabe resaltar sin embargo sus grandes posibilidades de futuro si la tecnología de los minicomputadores prosigue su rápida evolución de los últimos años.

En cambio, la utilización de un programa de envergadura y muy elaborado en el tratamiento de los datos y de la información resultante del cálculo, requiere como mínimo ordenadores de tipo medio, dotados de una amplia gama de periféricos (trazadores de gráficos y otros). Normalmente se busca en estos programas la máxima generalidad, por lo que el método preferido es el "método de equilibrio" (o método de la matriz rigidez), aunque adaptado para lograr el máximo de rapidez y compacidad: consideración de barras de sección variable (para reducir al máximo el número necesario de nudos), manejo de matrices en banda (con uso de memorias periféricas en el caso de grandes estructuras), resolución simultánea de grupos de hipótesis de carga, etc. Características de estos programas que pueden potenciar grandemente su utilización práctica, son las siguientes:

- Carácter conversacional, para su empleo directo por el propio usuario, incluso el mismo proyectista; ello requiere una entrada de datos muy comentada y controlada por el programa, amplia posibilidad de rectificaciones, etc.; y unos conocimientos mínimos (por parte del usuario) del equipo empleado.
- Sin embargo, de cara a una explotación sistemática, es preferible una utilización rígida del programa. Esta puede ser compatible con el uso conversacional, como opciones distintas del mismo programa.
- Posibilidad de crear y utilizar un "banco" de almacenamiento de estructuras.
- Tipología estructural versátil (marcos planos o espaciales, emparrillados, celosías, etcétera).
- Coacciones indistintamente elásticas o infinitamente rígidas, con orientación arbitraria respecto a los ejes generales de la estructura.
- Definición de secciones-tipo, referenciadas después sólo por un índice, al objeto de evitar innecesarias repeticiones de datos de constantes estáticas.
- Barras de sección variable, incluso con rótulas intermedias. Esto permite no sólo reducir el número de grados de libertad de la estructura (dimensión de la matriz rigidez), sino también un tratamiento unitario de la información (datos y resultados) de las piezas "reales" de la estructura.
- Selección versátil de diferentes modos de salida de los resultados en las barras, y del detalle deseado en cada una de ellas. Salidas gráficas y numéricas compactas, de fácil interpretación y uso posterior.
- Variedad en la tipología de acciones definidas sobre barras y nudos; incorporación directa de acciones de pretensado, efectos térmicos, movimientos obligados, etc.
- Posicionamiento automático de trenes de carga y sobrecargas repartidas móviles, en base a un reducido número de datos de control suministrados por el usuario.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

I. E. T. c. c.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

ANDECE
Agrupación Nacional de Derivados del Cemento

Secretaría del Sello: Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Teléf. 202 04 40

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Fábricas que han solicitado el Sello

AEDIUM, S. A.
Basauri (Vizcaya)
Tfno. 49 39 99

AEDIUM SORBAN, S. A.
Calahorra (Logroño)
Tfno. 13 17 50

APLICACIONES DEL HORMIGON, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87

CADE, S. A.
San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

CAMARA, S. A.
Poyo (Pontevedra)
Tfno. 85 06 08

CAMARA, S. A.
Valladolid
Tfno. 25 37 54

HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Tfno. 37 37 00

HORTE, S. A.
Dos Hermanas (Sevilla)

MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Tfno. 870 14 50

PREFABRICADOS AEDIUM, S. A.
Burgos
Tfno. 20 56 68

PREFABRICADOS ALAVESES, S. A.
Vitoria
Tfno. 22 21 66

PREFABRICADOS STUB, S. A.
Martorell (Barcelona)
Tfno. 875 13 50

PRETENSADOS AEDIUM, S. A.
Pamplona (Navarra)
Tfno. 22 14 20

PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Tfno. 295

SAEM, S. A.
Puerto de Sagunto (Valencia)
Tfno. 77 11 50

TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Maliaño (Santander)
Tfno. 22 27 90

TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 218 05 12

TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00

VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18

VIGUETAS NAVARRA
Huarte (Navarra)
Tfno. 33 00 81

CIETAN

SELLOS EN VIGOR

Cietan VP-1 – DOMO-SAINCE, S.A.
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 293 08 30

Cietan VP-2 – AGUSTI, S.A.
Fábrica de Bañolas (Gerona)
Tfno. 44

Cietan VP-3 – AGUSTI, S.A.
Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)
Tfno. 20 21 50

Cietan VP-4 – ENAGA, S.A.
Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tfno. 291 08 58

Cietan VP-5 – PREFABRICADOS Y SUMINISTROS, PRESUM, S.A.
Fábrica de Sevilla
Tfno. 23 42 32

Cietan VP-6 – MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.
Fábrica de Benicarló (Castellón)
Tfno. 47 15 50

Cietan VP-7 – S.A. DE HORMIGONES ESPECIALES
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 888 19 00

Cietan VP-8 – PIEZAS MOLDEADAS, S.A. (PIMOSA)
Fábrica de San Adrián de Besós (Barcelona)
Tfno. 381 03 50

(ver dorso)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

¿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 autorresisitentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGON, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGON, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Obtención de reacciones, movimientos y esfuerzos de forma gráfica y/o numérica, según se ha comentado antes.

– Posibilidad de combinar entre sí (incluso con incorporación de coeficientes de ponderación y redistribución) de los resultados de diferentes estados de carga, trenes de carga, etc., obteniéndose directamente las envolventes de máximos y mínimos esfuerzos, movimientos y reacciones; además de dichos valores extremos, obtención de los valores correlativos (correspondientes a la misma configuración de acciones) de esfuerzos en la misma sección, o de reacciones y movimientos en el mismo apoyo (a fin de controlar adecuadamente la interacción entre los diferentes esfuerzos y de dimensionar los dispositivos de apoyo).

– Operaciones auxiliares, tales como dibujo esquemático de la estructura, mejora automática de la conectividad establecida por el usuario, control interno de incongruencias en los datos (admitiendo rectificaciones), etc.

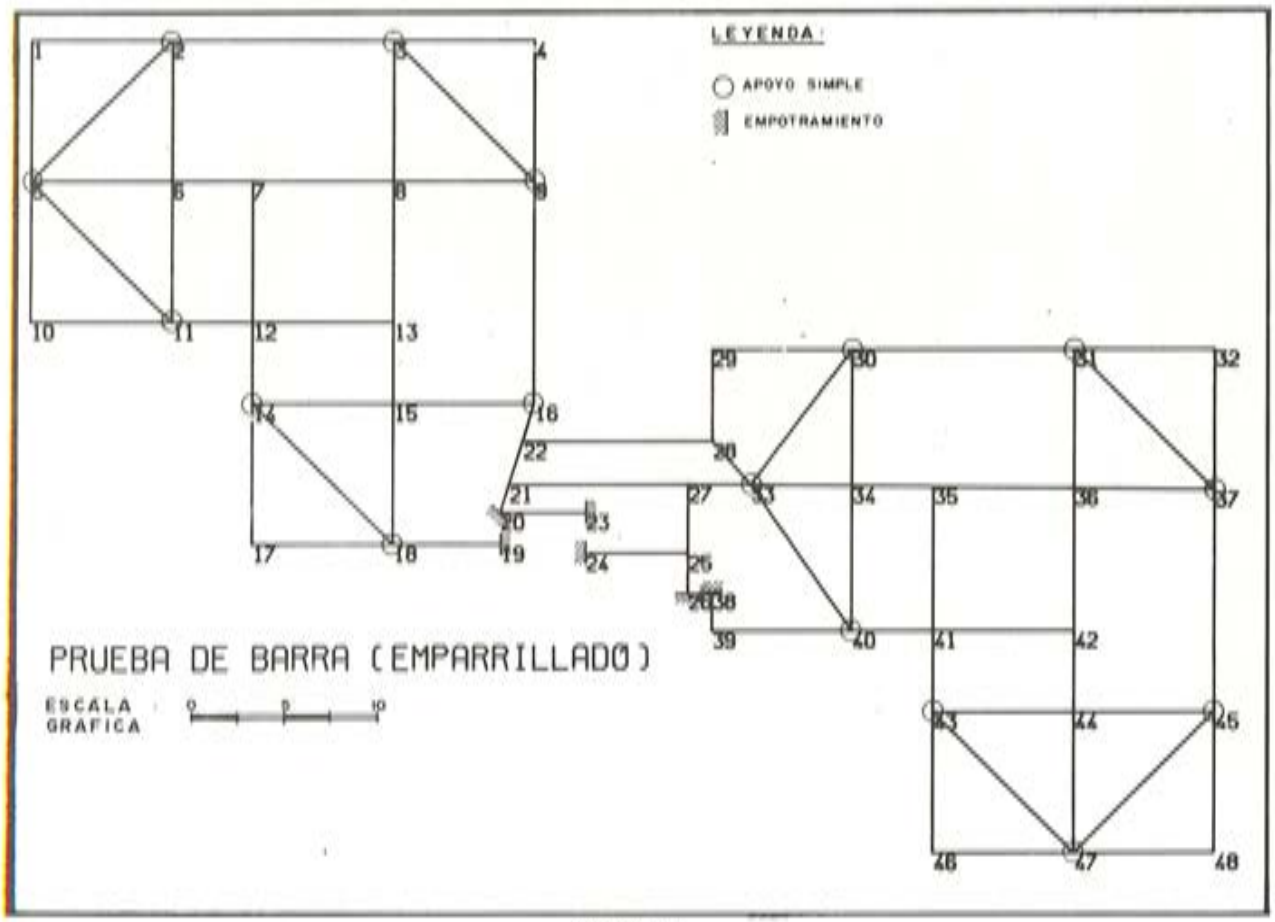


FIGURA Nº 1

Un sistema de programas, denominados con el nombre genérico de "BARRA", cuya concepción y realización ha sido efectuada por el propio autor, reune todas las características anteriormente enumeradas. Más de un año de utilización del mismo, ha permitido constatar una potencia y flexibilidad de cálculo muy superiores a los programas convencionales de análisis estructural.

Sin ánimo de mostrar las diferentes facetas de dicho programa, cuya exposición detallada excedería con mucho los límites de este trabajo, se adjutan dos ejemplos de cálculo. El primero de ellos (1) corresponde al análisis de un emparrillado de edificación; se da única-

(1) Realizado con la colaboración del Ingeniero Laureano García Morato Soto, en lo referente a predimensionamiento y preparación de datos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PRUEBA DE BARRA (EMPARRILLADO) /HOJA NO. 1
UNIDADES : METROS, TONELADAS Y DERIVADAS /ESTADO DE CARGA: 2

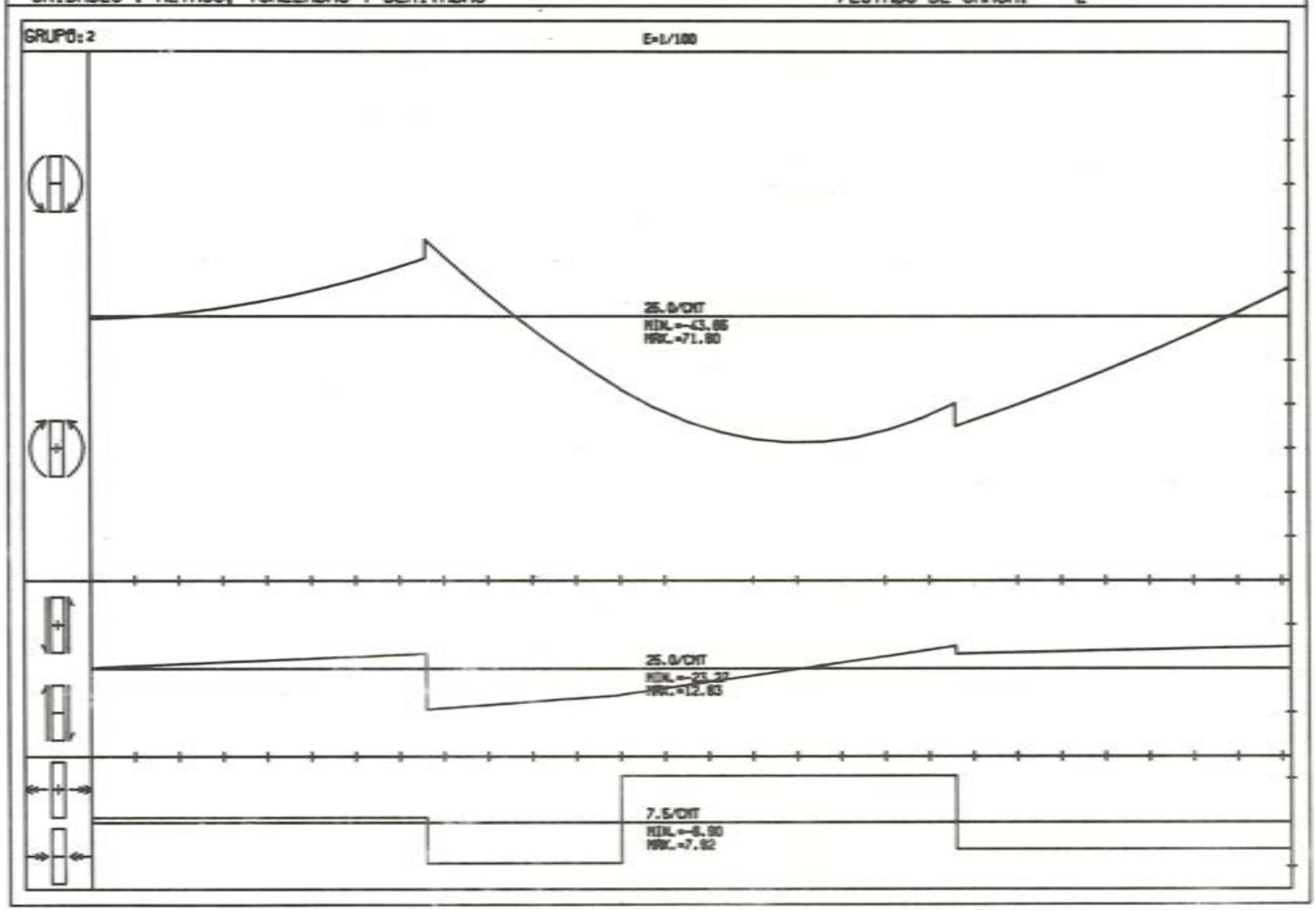


FIGURA Nº 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

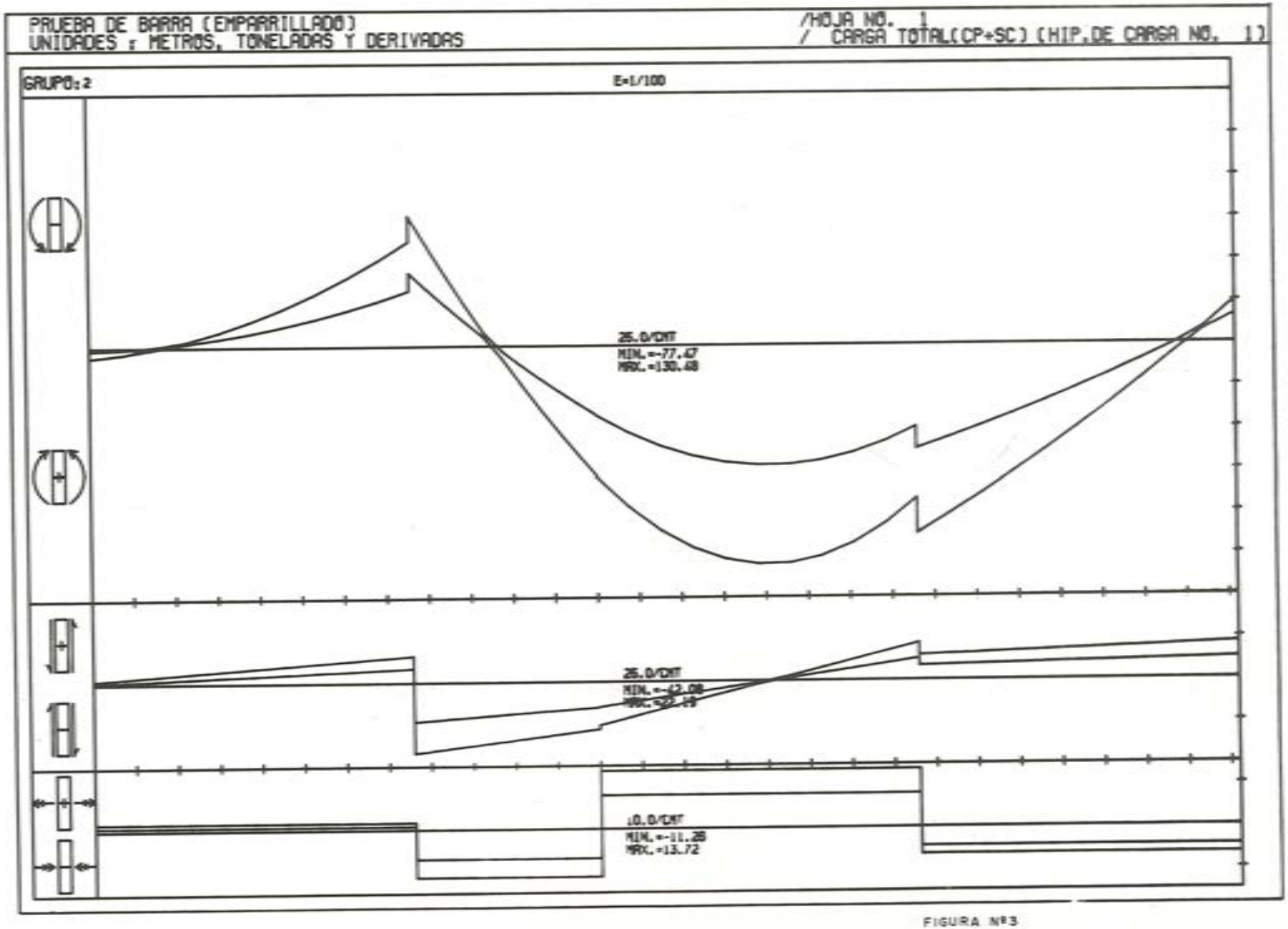


FIGURA Nº3

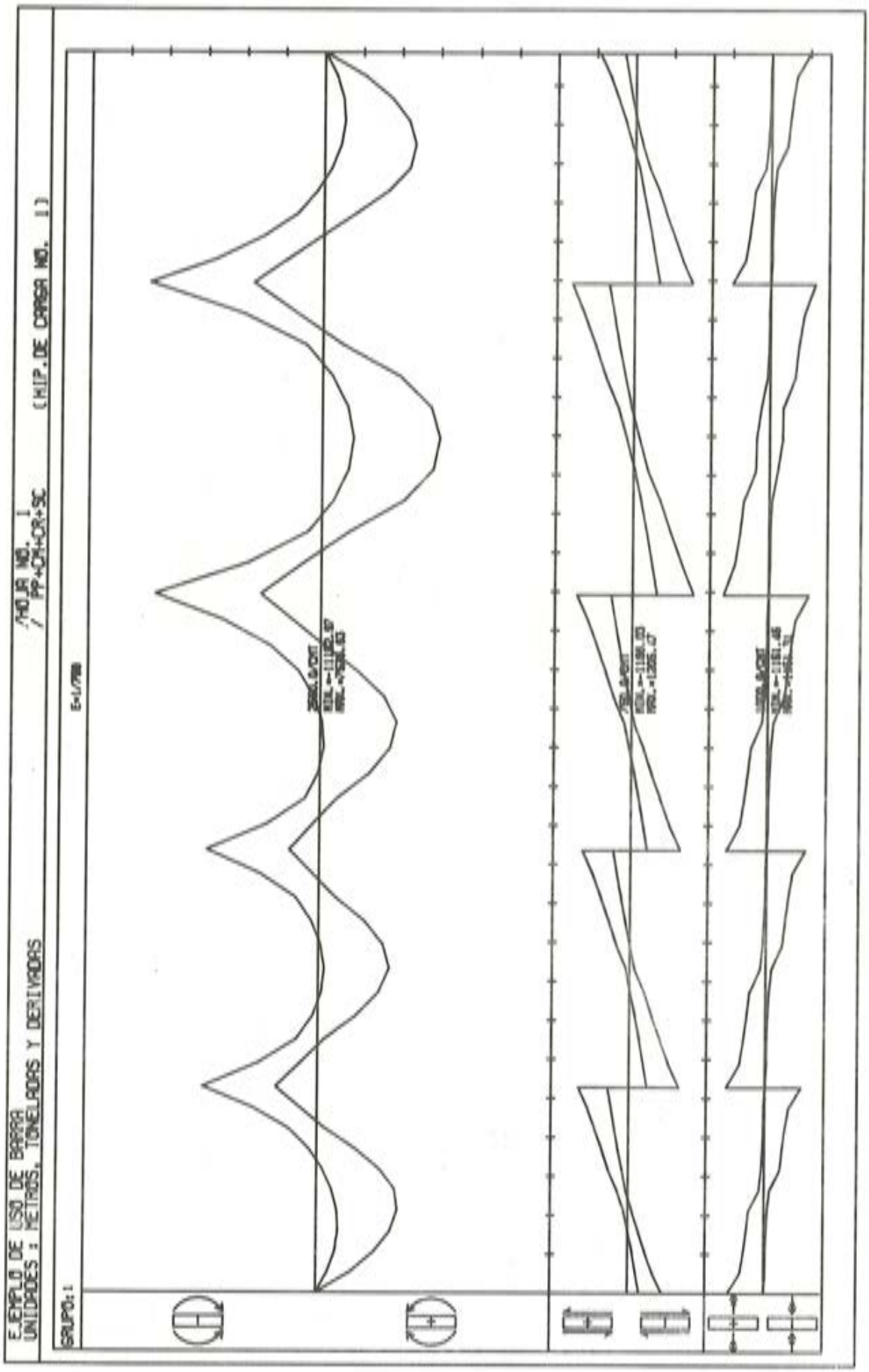


FIGURA Nº4

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

mente la planta del conjunto de barras (figura 1), los gráficos de esfuerzos bajo carga permanente en las barras 5-6-7-8-9 (figura 2) y la combinación de esfuerzos correspondientes a diferentes estados parciales de carga en el mismo grupo de barras (figura 3). Estos gráficos han sido realizados por el propio programa.

El segundo ejemplo corresponde a un tramo de puente-cajón continuo de cinco vanos (luces de 39,6, 45,6, 49,2, 60 y 44,4 m) sometido a la acción de su propio peso, cargas muertas, tren de cargas de 60 toneladas (según la vigente Instrucción sobre acciones en puentes de carretera) con un momento torsor "acompañante" debido a la excentricidad del tren de cargas respecto al eje del puente; y sobrecarga uniforme en dos variantes: sobrecarga extendida a la totalidad de la plataforma, y sobrecarga excéntrica afectando a la mitad de la misma. Puesto que el tren de cargas y la sobrecarga uniforme pueden actuar indistintamente sobre cualquier zona del puente, se realizan en total 66 análisis parciales de la estructura, cuyos resultados son combinados entre sí por el programa, obteniendo las envolventes de máximos y mínimos esfuerzos (ponderados) que se indican en la figura 4; se producen además listados de esfuerzos y movimientos, reacciones "matrices" de esfuerzos y movimientos correlativos, etc. Contra lo que parece indicar tan elevado número de análisis parciales, los tiempos de cálculo no son excesivos, debido a que se utiliza el método de las barras de inercia variable, ya comentado antes (ver también el Anejo núm. 1); además, los diferentes análisis parciales no se realizan independientemente, por lo que el tiempo global de cálculo (y entradas/salidas) no es en absoluto proporcional al número de estados de carga parciales.

En algunos casos, otras técnicas matriciales diferentes del método de la rigidez pueden ser más eficientes que este último (métodos de las matrices transferencia, matriz flexibilidad, etc.) siendo de hecho utilizados en programas de cálculo para ciertos problemas estructurales. Entre estas técnicas menos comunes puede incluirse la del cálculo híbrido, que combina la información procedente de ensayos en modelo reducido, con algoritmos matriciales aplicados a las sub-estructuras cuya respuesta puede formularse teóricamente, procesándose conjuntamente ambos tipos de información mediante el cálculo electrónico.

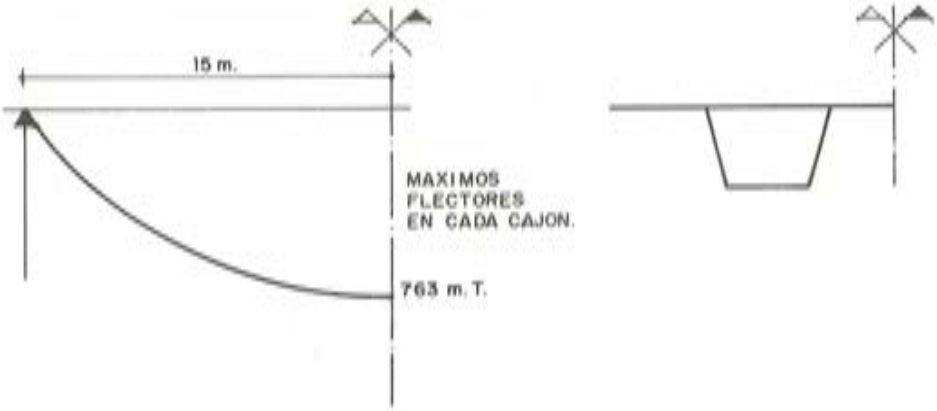
Además del empleo de métodos matriciales o técnicas numéricas especiales, existen otras razones que pueden aconsejar en ciertos casos acudir a programas de cálculo específico. Por ejemplo, razones de tipo práctico, tales como simplificar al máximo la entrada de datos o adjuntar una Memoria detallada (producida por el propio programa) que pueda servir directamente como Anejo de cálculo de la estructura en cuestión. Estos programas "específicos" se aplican sólo a estructuras de tipología bien determinada, cuyo cálculo debe realizarse con asiduidad. La geometría se fija en base a unos pocos datos, corriendo a cargo del programa desarrollarla adecuadamente, así como establecer internamente la conectividad de la estructura, calcular y asignar las constantes estáticas de las secciones, posicionar las diferentes configuraciones de carga, combinar resultados parciales, etc. A la salida de resultados se le dota también de carácter compacto y directamente comprensible.

De esta naturaleza es el programa "C3E", del cual se indica aquí un ejemplo de cálculo, junto a un breve Anejo descriptivo de los aspectos internos del análisis; la concepción y realización del programa y del método de cálculo es del propio autor. El tipo de estructura al cual se refiere el programa es un conjunto de cajones mixtos de características especiales, unidos por una losa de hormigón armado (Hormigón y Acero, N° 119-120, págs. 335-340; Aguiló, Fernández Ordoñez, Martínez Calzón). En la figura 5 se resumen los principales resultados del ejemplo de cálculo antes aludido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FIGURA Nº 5

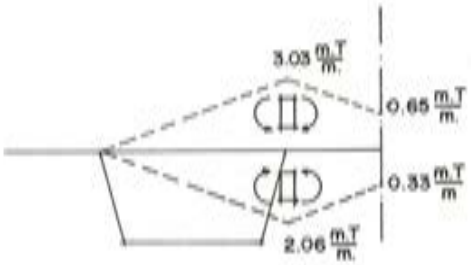
Ejemplo de uso del programa C3E en un caso sencillo (2 cajones de 30m. de luz, sin esviaje ; apoyo simple y rígido a torsión.)



REACCIONES MAYORADAS DE UN SOLO CAJON

reaccion vertical(T)	momento de vuelco(m.T)
176	100
123	147
36.8	9.1
78.6	-69.1

ENVOLVENTES DE FLECTORES TRANSVERSALES EN LA LOSA (CENTRO-LUZ) DEBIDOS AL MOVIMIENTO DEL CONJUNTO.



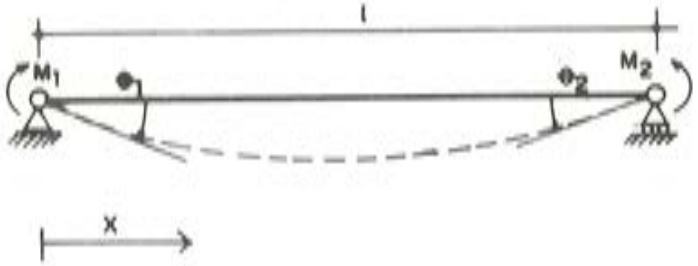
Anejo 1. Matrices flexibilidad, rigidez y transferencia de barras rectas de sección variable

Se sigue aquí en lo posible la notación de la obra "Métodos matriciales para cálculo de estructuras" (R.K. Livesley; Blume 1970): vectores-esfuerzos y movimientos de extremo de barra (p_1, p_2, d_1, d_2), matriz flexibilidad y matrices rigidez de barra (F, K, $K_{\lambda\mu}$; $\lambda = 1, 2$; $\mu = 1, 2$), matriz equilibrio (H), etc. Se contempla sólo el caso de marcos planos (estructuras reticuladas planas), aunque es fácil la generalización a otros tipos estructurales (marcos espaciales, emparrillados, etc.).

Integrando la ecuación diferencial de la barra, supuesta biapoyada, se obtienen relaciones giros-momentos (ver figura 6) de la forma:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FIG. 6



A (X), I(X) = AREA Y M. DE I. DE CADA SECCION TRANSVERSAL

$$\theta_1 = \alpha_{11} \frac{M_1 \ell}{3 E I_m} + \alpha_{12} \frac{M_2 \ell}{6 E I_m}, \qquad \theta_2 = \alpha_{12} \frac{M_1 \ell}{6 E I_m} + \alpha_{22} \frac{M_2 \ell}{3 E I_m}$$

siendo:

$$\frac{1}{I_m} = \frac{1}{\ell} \int_0^{\ell} \frac{dx}{I(x)}$$

Conocidos I_m y los coeficientes α_{11}, α_{12}, α_{22}, más A_m definido de manera análoga a I_m (a partir de las áreas de las secciones de las piezas) y el módulo de elasticidad E, la matriz flexibilidad se expresa en la forma siguiente:

$$F = \begin{bmatrix} \ell/E A_m, & 0, & 0 \\ 0, & \alpha_{11} \ell^3/3 E I_m, & \alpha_0 \ell^2/2 E I_m \\ 0, & \alpha_0 \ell^2/2 E I_m, & \alpha_m \ell/E I_m \end{bmatrix}$$

siendo:

$$\alpha_0 = \frac{2}{3}\left(\alpha_{11} + \frac{\alpha_{12}}{2}\right)$$

$$\alpha_m = \frac{1}{3}(\alpha_{11} + \alpha_{12} + \alpha_{22})$$

Para barras de inercia variable, α_{11}, α_{12} y α_{22} se calculan mediante las fórmulas: $\alpha_{11} = 3(1 + \beta_2 - 2\beta_1)$, $\alpha_{12} = 6(\beta_1 - \beta_2)$, $\alpha_{22} = 3\beta_2$, a partir de:

$$\beta_1 = \frac{I_m}{\ell^2} \int_0^{\ell} \frac{x\,dx}{I(x)}, \qquad \beta_2 = \frac{I_m}{\ell^3} \int_0^{\ell} \frac{x^2\,dx}{I(x)}$$

nótese que $\alpha_0 = 2(1 - \beta_1)$ y $\alpha_m = 1$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Es inmediato poner estas expresiones de forma explícita si la pieza es de sección constante por intervalos; en otros casos es preferible realizar las integraciones numéricamente.

Otras expresiones de α_{11}, α_{12} y α_{22} pueden darse para barras sustentadas elásticamente y problemas análogos (aunque entonces, en general $\alpha_m \neq 1$).

Teniendo en cuenta que $K_{22} = K = F^{-1}$, $K_{12} = K_{21}^t = -H\,K$, $K_{11} = H\,K\,H^t$, es fácil obtener las matrices rigidez de la barra:

$$K_{11} = \begin{bmatrix} E\,A_m/\ell & 0 & 0 \\ 0 & 12\,E\,I_m\,\phi_{11}^{11}/\ell^3 & 6\,E\,I_m\,\phi_{11}^{12}/\ell^2 \\ 0 & 6\,E\,I_m\,\phi_{11}^{12}/\ell^2 & 4\,E\,I_m\,\phi_{11}^{22}/\ell \end{bmatrix}$$

$$K_{12} = K_{21}^t = \begin{bmatrix} -E\,A_m/\ell & 0 & 0 \\ 0 & -12\,E\,I_m\,\phi_{12}^{11}/\ell^3 & 6\,E\,I_m\,\phi_{12}^{12}/\ell^2 \\ 0 & -\ 6\,E\,I_m\,\phi_{12}^{21}/\ell^2 & 2\,E\,I_m\,\phi_{12}^{22}/\ell \end{bmatrix}$$

$$K_{22} = \begin{bmatrix} E\,A_m/\ell & 0 & 0 \\ 0 & 12\,E\,I_m\,\phi_{22}^{11}/\ell^3 & -6\,E\,I_m\,\phi_{22}^{12}/\ell^2 \\ 0 & -6\,E\,I_m\,\phi_{22}^{12}/\ell^2 & 4\,E\,I_m\,\phi_{22}^{22}/\ell \end{bmatrix}$$, siendo:

$$\phi_{11}^{11} = \frac{\alpha_m}{\Delta}, \quad \phi_{11}^{12} = \frac{2\,\alpha_m - \alpha_0}{\Delta}, \quad \phi_{11}^{22} = \frac{3\,\alpha_m - 3\,\alpha_0 + \alpha_{11}}{\Delta}$$

$$\phi_{12}^{11} = \frac{\alpha_m}{\Delta}, \quad \phi_{12}^{12} = \frac{\alpha_0}{\Delta}, \quad \phi_{12}^{21} = \frac{2\,\alpha_m - \alpha_0}{\Delta}, \quad \phi_{12}^{22} = \frac{\alpha_{12}}{\Delta}$$

$$\phi_{22}^{11} = \frac{\alpha_m}{\Delta}, \quad \phi_{22}^{12} = \frac{\alpha_0}{\Delta}, \quad \phi_{22}^{22} = \frac{\alpha_{11}}{\Delta}; (\Delta = 4\,\alpha_m\,\alpha_{11} - 3\,\alpha_0^2)$$

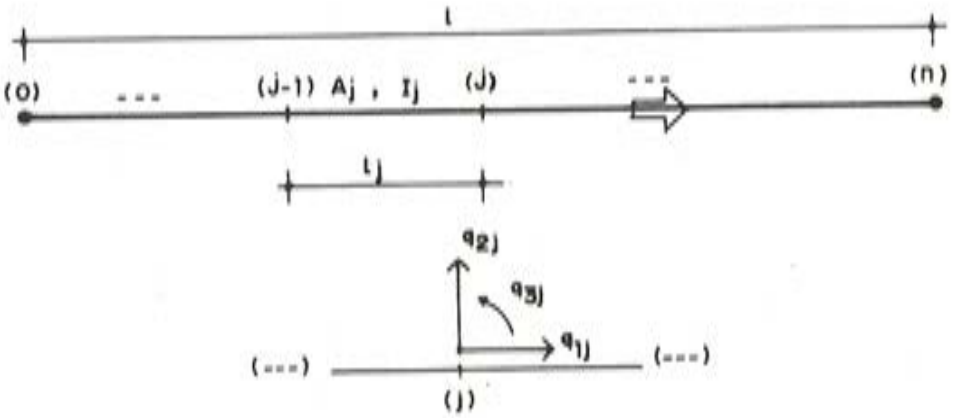
El paso de ejes locales a ejes generales y la formulación de las ecuaciones globales de la estructura, no se ven afectadas por el cambio de las matrices F y $K_{\lambda\mu}$ individuales de las barras.

En el caso de barra de sección variable, pero constante por intervalos (figura 7), es interesante una adaptación del método de las matrices transferencia al objeto de la definición de las matrices $K_{\lambda\mu}$, y de los esfuerzos de empotramiento (p_{10}, p_{20}), cuyo conocimiento es necesario para formular las ecuaciones de equilibrio de los nudos. Además, una vez resuelto el sistema general de ecuaciones de la estructura, el mismo procedimiento (con leves adaptaciones) sirve para calcular las leyes de movimientos y esfuerzos intermedios de cada barra. El método consiste en formular, para el conjunto de la barra o parte de la misma, la siguiente ecuación matricial:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$\begin{bmatrix} d_2 \\ -p_2 \end{bmatrix} = R \begin{bmatrix} d_1 \\ p_1 \end{bmatrix} + c; \qquad R = \begin{bmatrix} H^t, & S \\ 0 & H^{-1} \end{bmatrix}; \qquad S = -F H^{-1}; \qquad c = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \end{bmatrix}$$

FIG. 7



(En el término c intervienen las acciones intermedias de la barra).

Para ello, empleando las fórmulas explícitas bien conocidas para la obtención de esfuerzos de empotramiento de piezas de sección constante, se calculan dichos esfuerzos en cada uno de los n sub-intervalos de la barra, cambiándolos a continuación de sentido y aplicándolos sobre los $n - 1$ puntos frontera entre sub-intervalos (y en los extremos de la barra), superpuestos a las posibles acciones directas en dichos puntos (v. figura 7); así se definen sobre los mismos unas acciones totales q_{1j}, q_{2j}, q_{3j} $(0 \leqslant j \leqslant n)$, que se organizan vectorialmente en la forma $c_j^t = [0, 0, 0, q_{1j}, q_{2j}, q_{3j}]$. Se definen también, para cada intervalo de barra $(1 \leqslant j \leqslant n)$:

$$R_j = \begin{bmatrix} H_j^t, & S_j \\ 0 & H_j^{-1} \end{bmatrix}$$

$$S_j = \begin{bmatrix} -\ell_j/E\,A_j & 0 & 0 \\ 0 & \ell_j^3/6\,E\,I_j & -\ell_j^2/2\,E\,I_j \\ 0 & \ell_j^2/2\,E\,I_j & -\ell_j/E\,I_j \end{bmatrix}, \qquad H_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & \ell_j & 1 \end{bmatrix}$$

Las magnitudes R y c correspondientes al conjunto de la pieza son:

$$R = R_n\, R_{n-1} \dots R_1$$

$$c = c_n + R_n\, c_{n-1} + R_n\, R_{n-1}\, c_{n-2} + \dots + (R_n\, R_{n-1} \dots R_1)\, c_0$$

La demostración de estas fórmulas es trivial si se conoce el método de las matrices transferencia.

Conocida R y, por lo tanto, S, las matrices $K_{\lambda\mu}$ valen:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

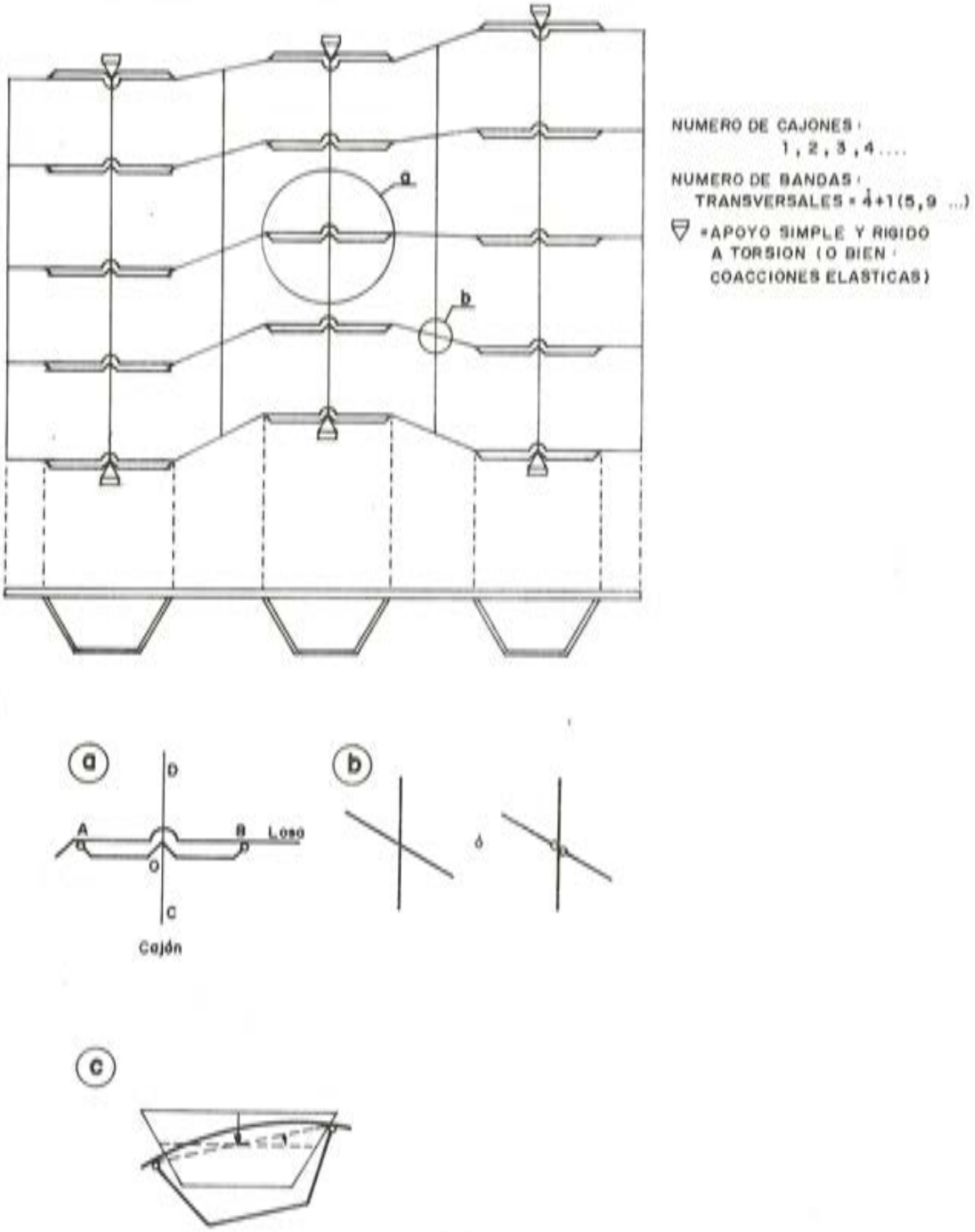
$$K_{22} = K = -(S\,H)^{-1}, \quad K_{12} = K_{21}^t = -H\,K = S^{-1}, \quad K_{11} = H\,K\,H^t = -S^{-1}\,H^t$$

Y los esfuerzos de empotramiento:

$$p_{10} = -S^{-1}\,r_1 = -K_{12}\,r_1, \quad p_{20} = -H^{-1}\,p_{10} - r_2$$

siendo $c^t = [r_1^t, r_2^t]$ (r_1, r_2: sub-vectores, de dimensión 3, de c).

Fig. 8. EMPARRILLADO EQUIVALENTE (Programa C3E)



Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Anejo 2. Programa C3E: bases de cálculo

Se utiliza el "método del emparrillado plano" (una excelente discusión del mismo puede verse en Hormigón y Acero, núm. 98, págs. 115-135; A. Samartín). No se pretende lograr una precisión "total", pero sí un nivel razonable de adecuación a la conexión interna entre cajones y losa. Para ello se ha ideado la partición en barras indicada en la figura 8; la losa se discretiza en forma de barras transversales, ligadas a las piezas longitudinales (éstas, coincidentes con los ejes de los cajones) a través de unas barras de gran rigidez, OA y OB en la figura 8-a; los puntos A y B coinciden con las uniones almas-losa, y en los mismos se introduce una rótula, ya que se juzgan despreciables los momentos que pueda transmitir la unión real (otras soluciones podrían darse para tipos distintos de cajones). De esta forma, se asegura una deformación transversal rígida de cada cajón, con sus dimensiones reales, si bien con discontinuidades en los giros transversales entre cajón y losa, según se indica en la figura 8-c (hay en cambio continuidad entre giros longitudinales del cajón y giros torsores en la losa). La rigidez de las barras OA y OB debe ser objeto de una elección cuidadosa, para eludir problemas de mal condicionamiento numérico; podría evaluarse su rigidez a partir de la del cajón frente a la distorsión transversal; pero adoptando sistemáticamente inercias del orden de la del propio cajón, se obtienen resultados satisfactorios.

El reparto transversal queda asignado exclusivamente a la losa, ya que no existen diafragmas entre cajones (sin embargo, su inclusión no ofrecería problemas). En la evaluación de las constantes estáticas de los cajones, se incorpora el correspondiente ancho "eficaz" de losa. Se supone que el resto de esta última trabaja independientemente; de ahí que figuren barras longitudinales adicionales a los cajones. Se admite la existencia de juntas longitudinales (discontinuidad de giros transversales), tal como se indica en la figura 8-b. Los apoyos pueden ser elásticos, según el tipo de pila utilizada; también, mediante coacciones elásticas, se puede introducir de manera aproximada la posible continuidad con tramos adyacentes.

Además de las cargas permanentes, se considera una sobrecarga uniforme situada independientemente en diversas franjas longitudinales, más un vehículo pesado en distintas posiciones (según la Instrucción española de acciones en puentes de carretera). Toda la asignación de cargas, así como la combinación de resultados parciales para la obtención de máximos y mínimos esfuerzos, movimientos y reacciones (con valores "correlativos") es realizada internamente por el mismo programa.

En la losa, además de los esfuerzos debidos a los movimientos del conjunto de la estructura (que aparecen definidos por metro de ancho, y según orientaciones longitudinal y transversal), el programa realiza un cálculo independiente para obtener los esfuerzos "propios" de la losa, es decir, los que se tendrían si la misma estuviera rígidamente apoyada sobre las almas de los cajones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

RESUMEN

No pretenden estas líneas dar una visión, ni siquiera parcial, de las tendencias actuales en los métodos de análisis elástico de estructuras de barras (tarea que exigiría mucho más que un simple artículo), sino sólo comentar algunas creaciones propias en el campo de los programas de análisis estructural de gran envergadura, de tipo genérico (programa BARRA) o específico de ciertos tipos estructurales (programa C3E y otros), así como en lo relativo a programas de dimensión reducida, adecuados para su empleo en miniordenadores. Sin embargo, de esta experiencia propia es posible, en opinión del autor, extraer ciertas directrices de interés general, concordantes básicamente con lo señalado por otros estudiosos del tema.

Las ideas aquí expuestas se refieren principalmente a aspectos de los programas de cálculo relacionados con su utilización práctica; si bien en lo referente a los métodos de análisis estructural y técnicas numéricas poco nuevo hay actualmente que decir (dentro del análisis lineal), existe no obstante un amplio campo de nuevas realizaciones en lo relativo a la flexibilización y sofisticación de los programas, de cara a eliminar en lo posible cuanto tiene de tedioso la utilización de muchos programas convencionales.

Los comentarios a este artículo deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de abril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

591-2-117

Cálculo de tableros por el método del emparrillado

Javier Manterola Dr. Ingeniero de Caminos

INTRODUCCION

La cuantificación de los esfuerzos que solicitan a un tablero de puente de hormigón pretensado sigue un proceso complejo, en el que queda involucrado el proceso constructivo por un lado y las solicitaciones de servicio por otro.

El proceso constructivo determina la evolución del mecanismo resistente del tablero desde la situación en que no es, hasta aquella en que está terminado. Un tablero de vigas, es, en primer lugar, un conjunto de vigas sueltas construidas en un parque de prefabricación. Pasa, después de su montaje sobre las pilas, a recibir la carga de la losa que materializa la calzada, la cual una vez endurecida, complementa la capacidad de resistencia de aquellas y a partir de ese momento es capaz de recibir la carga muerta y las solicitaciones de servicio.

En este caso, el mecanismo resistente del tablero evoluciona mucho. En otros casos esta evolución es más pequeña pero siempre la conformación de la estructura determina una historia tensional sobre la cual la sobrecarga no es sino una perturbación momentánea.

Normalmente, la evolución del mecanismo resistente del tablero durante su proceso de formación determina unas estructuras simples, sobre las cuales la determinación de los esfuerzos de peso propio son fáciles. Sin embargo, esta respuesta instantánea se ve perturbada en el tiempo por las deformaciones de fluencia y retracción de los distintos hormigones que lo componen.

Estas deformaciones impuestas son las que determinan la historia tensional del tablero y las que introducen la complejidad en los cálculos, ya que para ellas la estructura resistente del tablero evoluciona. Antes del hormigonado del tablero, en el ejemplo del tablero de vigas que hemos elegido, las deformaciones por fluencia y retracción actúan sobre las vigas elementales en el parque. Pasan después a actuar sobre el tablero ya conformado, que en el caso de que sea recto y biapoyado podrá manifestarse de la misma manera que cuando solo era

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

vigas, pero que en el caso, por ejemplo, que vaya a ser oblícuo, las deformaciones de fluencia y retracción se ven coaccionadas por la geometría del tablero.

Por tanto un tablero ya terminado deberá calcularse tanto para las sobrecargas exteriores como para las deformaciones impuestas por fluencia y retracción.

La determinación de la respuesta del tablero ante este tipo de solicitaciones es generalmente muy compleja si se quiere llevar su cálculo con toda precisión. Y esto ocurre porque un tablero de puentes no se ajusta generalmente a las morfologías en las que los métodos de cálculo que se conocen pueden aplicarse con toda precisión. Aquí se ve la disyuntiva que existe en toda estructura real. Su forma no viene determinada por un ajuste a las condiciones fácilmente calculables sino que viene gobernada por otras condiciones. La evolución social con su repercusión en los procedimientos de ordenar personal, medios de montaje, etc., la presencia de determinados accidentes en el lugar sobre el que se dispone el puente, etc. Este tipo de condicionantes son las variables más influyentes en la morfología de los tableros cuando se montan sobre el conjunto de conocimientos del fenómeno resistente con que contamos al realizar el diseño.

La evolución de estas variables, gobernadas por fenómenos tan complejos como los económico-sociales, hace que para obtener la respuesta de un tablero sea necesario acudir a procedimientos aproximados, que lo acoten lo más precisamente posible.

El cálculo de un tablero de puente tiene que pasar previamente por un proceso de idealización. Se convierte en una losa ortotropa, en una lamina plegada, en un emparrillado de vigas o en cualquier otro procedimiento de discretización. Cada uno de estos métodos tiene su ventajas y sus inconvenientes y resulta por tanto necesario conocer, previamente a su utilización, las limitaciones que presenta y el grado de fiabilidad de su respuesta.

Por ejemplo, el método de la losa ortotropa consiste en suponer que el tablero de puente puede asimilarse a una losa con características de rigidez, concretadas en la inercia a flexión y torsión, diferentes en dos direcciones ortogonales. Si establecemos condiciones extremas de apoyo simple en dos bordes opuestos y libre en los otros dos, con contorno rectangular y constancia a lo largo del tablero de las condiciones de rigidez, la deformada de la losa puede expresarse en forma de una serie de Levy

$$W(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} W(y) \operatorname{sen} \frac{n \pi x}{L}$$

después de realizar un desarrollo en serie de Fourier de rango mitad de las cargas que lo solicitan.

Como vemos este método tiene un conjunto grande de limitaciones, que aunque ha sido ampliado a casos de bordes oblícuos y curvos, así como al cálculo de tableros continuos, a partir de la obtención de la respuesta bajo una carga puntual, no es aplicable a multitud de geometrías diferentes a las señaladas, ni a una variación de inercia longitudinal ni a condiciones de empotramiento perfecto en los apoyos extremos.

Además presenta un problema importante en la determinación precisa de las constantes de rigidez que intervienen en la ecuación diferencial de la losa, cuando los tableros son de vigas o losas aligeradas, etc.

Existen otros dos métodos de cálculo de tableros que utilizan procedimientos armónicos para obtener la respuesta. El método de las laminas plegadas y el método de las bandas finitas. En el primero se establece una mucho más precisa reproducción de aquellos tableros que pueden asimilarse a un conjunto de vigas interconectadas en sus aristas. A mayor precisión obtenida corresponde una mayor limitación de su aplicabilidad. El segundo constituye un procedimiento bastante reciente desarrollado principalmente por Y.K. Cheung y que esta

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

a caballo entre los métodos discretos y el de la losa ortotropa o laminas plegadas. Permite unas condiciones de ortotropía en las losas pero a su vez tiene todas las limitaciones correspondientes a los métodos armónicos.

Si los métodos anteriores tienden a examinar el tablero como una estructura continua, existen otro conjunto de métodos que convierten al tablero en un conjunto de elementos finitos conectados entre sí en nodos situados en su contorno. El procedimiento general que determinan es conocido por el "método de los elementos finitos". Los elementos pueden ser lineales, superficiales o volumétricos a los cuales se les asigna un conjunto de funciones que determinan, de una manera única, el estado de desplazamiento dentro del elemento en función de los desplazamientos de los nodos.

Este tipo de métodos es extraordinariamente ductil para adoptarse a cualquier condición del tablero, ya sea de inercia constante o variable, cualquiera que sean sus condiciones de vinculación exterior y cualesquiera sean sus geometrías en planta y alzado, lo que constituye su principal ventaja si los comparamos con los métodos armónicos.

Naturalmente estos procedimientos solo han sido posibles a partir de la aparición de los ordenadores electrónicos que permiten procesar con rapidez los enormes sistemas de ecuaciones que se plantean en las ecuaciones de equilibrio.

$$(F) = [K]\,(\delta)$$

Todos ellos suponen también una simplificación de la estructura real, simplificación que se reduce con la disminución del tamaño del elemento discreto y la potencia de sus funciones de forma.

Esto nos plantea otro tipo de problemas de cara a dilucidar sobre los métodos de cálculo a utilizar en el cálculo de tableros. Y es el coste del proceso. Con una discretización menuda y potente el coste en horas de ordenador es grande y además el tamaño del ordenador necesario no está siempre disponible. Por está razón no debe llegarse a la conclusión de que para calcular un tablero de puente es necesario utilizar siempre el procedimiento más preciso, sino aquel que optimiza la precisión de la respuesta, coste de ejecución y generalidad de aplicación. Esta optimización varia con el tiempo, dado que depende del conjunto de posibilidades con que contamos y lo que puede ser conclusión hoy en día puede no serlo mañana. A su vez el método elegido tiene sus limitaciones que impedirán su aplicación a determinados problemas. Por esta razón vuelve a ser en este caso de extrema necesidad controlar que tipo de respuesta es capaz de reproducir una determinada discretización.

Vamos a dedicar este trabajo a uno de los métodos de elementos finitos, en el que el elemento destacado es una barra, gobernada en su proceso de deformación por la teoría general de las vigas. En este caso el método toma el nombre de emparrillado. Su generalidad de aplicación es muy grande, el coste no lo es y para precisar la calidad de la respuesta es necesario formularse un conjunto de preguntas a las que vamos a intentar dar respuesta a lo largo de este trabajo. Las preguntas son:

1 – Que tipo de tableros pueden reproducirse con este método y que limitaciones lleva consigo.

2 – Como deben disponerse las barras del emparrillado en el tablero real.

3 – Que rigideces deben conferirse a dichas barras.

4 – Como interpretar los resultados obtenidos para el dimensionamiento de la estructura y su uso general en el diseño.

Para ello hemos dividido la exposición en 10 apartados. En el primero expondremos de una manera muy resumida el análisis matemático del emparrillado. Los puntos 2, 3, 4 y 5

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

los dedicaremos a ver como cuatro tableros típicos de puentes, como son el puente losa, el tablero de vigas doble "T", el formado por losas aligeradas y el compuesto por vigas anchas, pueden ser reproducidos por este método.

En todos estos casos nos volvemos a encontrar con la relatividad de la precisión del procedimiento. Los ingleses lo han estudiado con mucha intensidad y lo que es más importante han realizado multitud de ensayos en modelo reducido y a escala real con el fin de comparar la idoneidad de las hipótesis establecidas con la realidad. Las conclusiones obtenidas están recogidas en la publicación "Recommendations on the use of grillage analysis for slab and pseudo-slab bridge decks". Nosotros vamos a recoger, en nuestra exposición del método, dichas recomendaciones.

En el punto 6 veremos la utilización del método del emparrillado para tableros oblícuos, curvos y de forma cualquiera en planta. Este tipo de geometrías es cada vez más frecuente en la actualidad.

Resulta de extraordinaria importancia examinar los procedimientos de aplicación de las solicitaciones sobre el emparrillado. Estas solicitaciones pueden ser de dos tipos, acciones exteriores como son las sobrecargas de tráfico y el pretensado y deformaciones impuestas como son las correspondientes a las variaciones térmicas y la fluencia y la retracción del hormigón. Esta problemática la examinaremos en el punto 7.

El punto 8 lo dedicamos a examinar un problema importante en el armado de los tableros, como es el de cubrir con dos familias de armaduras un determinado campo de momentos, definido por los tres momentos que aparecen en un punto M_x, M_y y M_{xy}. Este tema no tiene que ver nada con el método del amparrillado sino que es de aplicabilidad general, pero parece conveniente incluirlo aquí para completar la exposición.

En el punto 9 examinaremos la aplicación del método a aquellas configuraciones que empiezan a salirse fuera del rango de aplicación de este procedimiento. Nos referimos a las vigas cajón en las cuales no puede despreciarse la deformación por distorsión de la sección transversal.

Finalmente en el punto 10 veremos la aplicación del método para aquellos casos en los que la cuantía de la solicitación sobrepase los límites de linealidad entre los esfuerzos y las deformaciones. El cálculo no lineal nos proporciona las herramientas que permiten descubrir la redistribución de los mecanismos de resistencia del tablero cuando aboca a su agotamiento por rotura.

Este trabajo no constituye el objeto de una investigación particular sobre el problema sino, por el contrario, en la ordenación de un procedimiento general de cálculo de puente obtenido, por un lado, de su larga utilización en nuestra oficina de proyectos, por otro, de las referencias bibliográficas que aparecen al final, de los que hemos sacado, de alguna, determinadas figuras suficientemente expresivas, de otras, fórmulas, y de todas ellas conceptos.

1. ANALISIS DEL EMPARRILLADO

Sea un emparrillado de vigas como el representado en la figura 1. Esta formado por un conjunto de barras longitudinales y transversales conectadas rígidamente entre sí en un conjunto de puntog*i*, denominados puntos nodales.

Este emparrillado está cargado normalmente a su plano y se apoya en un número cualquiera de nodos situados en su contorno e interior. Para el análisis elástico del emparrillado se establecen las siguientes hipótesis de comportamiento.

1 — Todas las barras son rectas con propiedades constantes entre los nodos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

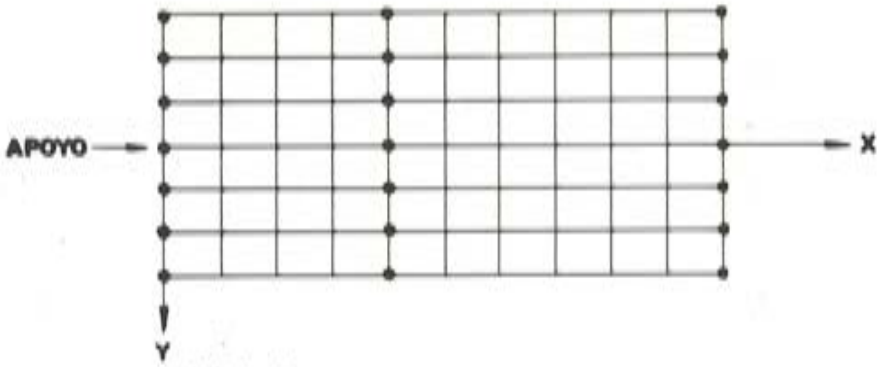


FIGURA - 1

2 – Su comportamiento es lineal y elástico.

3 – Las flechas serán lo suficientemente pequeñas como para que puedan ignorarse los cambios de geometría.

4 – Las fuerzas axiales en los miembros están muy lejos de la carga crítica de pandeo.

5 – El centro de esfuerzos cortantes coincide con el centro de gravedad de la sección.

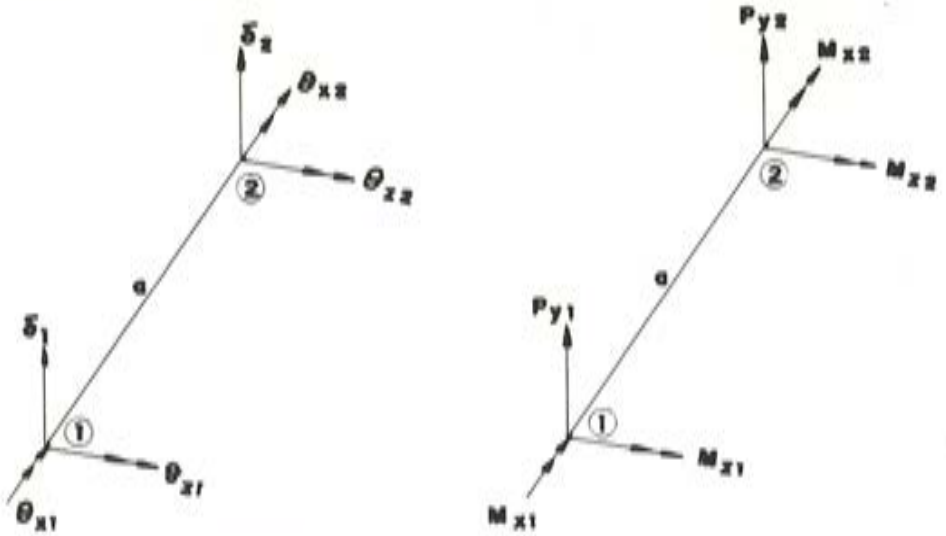


FIGURA - 2

Sea *a* una barra cualquiera del emparrillado. Cada nodo de la barra, en el emparrillado plano, tiene tres grados de libertad. Los corrimientos verticales δ_1 y δ_2, los giros según el eje X, θ_{x1} y θ_{x2} y los giros según el eje Z, θ_{z1} y θ_{z2}. A estos corrimientos estan asociados un conjunto de tres esfuerzos por nodo. Las fuerzas verticales P_{y1} y P_{y2}, los momentos torsores M_{x1} y M_{x2} y los momentos flectores M_{z1} y M_{z2}.

La relación entre los esfuerzos en nodo y los corrimientos viene expresada por la matriz de rigidez de la barra $[K]^a$ según la expresión

$$\{F\}^a = [K]^a \ \{\delta\}^a$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

cuya expresión desarrollada es:

$$\begin{bmatrix} P_{y1} \\ M_{x1} \\ M_{z1} \\ \hline P_{y2} \\ M_{x2} \\ M_{z2} \end{bmatrix} = E \cdot \left[\begin{array}{ccc|ccc} \frac{12\,I_z}{L^3} & 0 & \frac{6\,I_z}{L^2} & -\frac{12\,I_z}{L^3} & 0 & \frac{6\,I_z}{L^2} \\ 0 & \frac{J}{2\,L\,(1+\nu)} & 0 & 0 & \frac{-J}{2\,L\,(1+\nu)} & 0 \\ \frac{6\,I_z}{L^2} & 0 & \frac{4\,I_z}{L} & -\frac{6\,I_z}{L^2} & 0 & \frac{2\,I_z}{L} \\ \hline -\frac{12\,I_z}{L^3} & 0 & -\frac{6\,I_z}{L^2} & \frac{12\,I_z}{L^3} & 0 & -\frac{6\,I_z}{L^2} \\ 0 & \frac{-J}{2\,L\,(1+\nu)} & 0 & 0 & \frac{J}{2\,L\,(1+\nu)} & 0 \\ \frac{6\,I_z}{L^2} & 0 & \frac{2\,I_z}{L} & -\frac{6\,I_z}{L^2} & 0 & \frac{4\,I_z}{L} \end{array}\right] \times \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{z1} \\ \hline \delta_2 \\ \theta_{x2} \\ \theta_{z2} \end{bmatrix}$$

Si se tiene en cuenta la deformación por esfuerzo cortante la expresión anterior quedará:

$$\begin{bmatrix} P_{y1} \\ M_{x1} \\ M_{z1} \\ \hline P_{y2} \\ M_{x2} \\ M_{z2} \end{bmatrix} = E \cdot \left[\begin{array}{ccc|ccc} \frac{12\,I_z}{L^3}\,\rho & 0 & \frac{6\,I_z}{L^2}\,\rho & \frac{-12\,I_z}{L^3}\,\rho & 0 & \frac{6\,I_z}{L^2}\,\rho \\ 0 & \frac{J}{2L(1+\nu)} & 0 & 0 & \frac{-J}{2L(1+\nu)} & 0 \\ \frac{6\,I_z}{L^2}\,\rho & 0 & \frac{4\,I_z}{L}\,\psi & -\frac{6\,I_z}{L^2}\,\rho & 0 & \frac{2\,I_z}{L}\,\rho(1-\varphi) \\ \hline -\frac{12\,I_z}{L^3}\,\rho & 0 & \frac{-6\,I_z}{L^2}\,\rho & \frac{12\,I_z}{L^3}\,\rho & 0 & \frac{-6\,I_z}{L^2}\,\rho \\ 0 & \frac{-J}{2L(1+\nu)} & 0 & 0 & \frac{J}{2L(1+\nu)} & 0 \\ \frac{6\,I_z}{L^3}\,\rho & 0 & \frac{2\,I_z}{L}\,\rho(1-\varphi) & \frac{-6\,I_z}{L^2}\,\rho & 0 & \frac{4\,I_z}{L}\,\psi \end{array}\right] \cdot \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{z1} \\ \hline \delta_2 \\ \theta_{x2} \\ \theta_{z2} \end{bmatrix}$$

donde

$$\rho = \frac{1}{1+2\cdot\varphi} \;,,\; \varphi = \frac{6\,EI}{L^2}\,\frac{1}{K\cdot A\cdot G} \;,,\; \psi = \rho\left(1+\frac{\varphi}{2}\right)$$

Los valores de K representan los coeficientes de deformación constante para las diferentes formas de la sección transversal. $\left(K = \frac{5}{6}\text{ para sección rectangular}\right)$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La relación entre los esfuerzos y los corrimientos de los nodos se ha supuesto en la hipótesis de emparrillado plano, que es el que más normalmente se utiliza para la discretización de tableros de puentes de luces cortas y medias. En el caso más general de un emparrillado espacial cada nodo tendra seis corrimientos y seis esfuerzos asociados. La relación entre esfuerzos en los nodos y los corrimientos será:

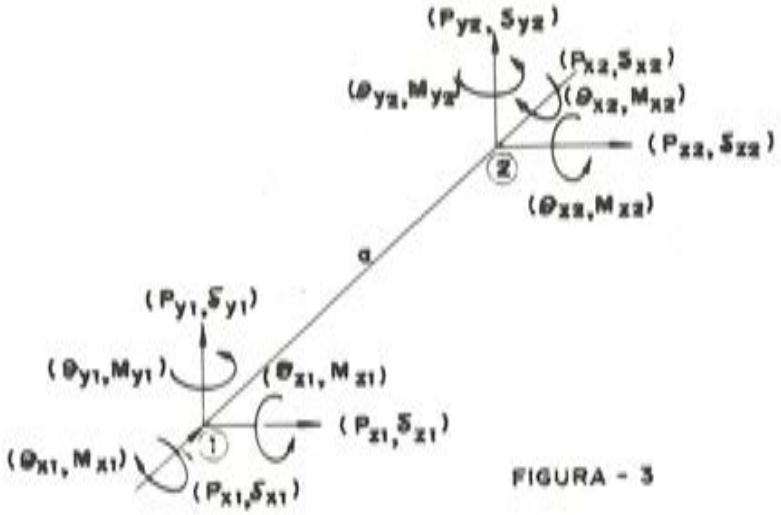


FIGURA - 3

$$\{F\}^a = [K]^a \{\delta\}^a = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix}$$

$$\{F_1\} = \{P_{x1}, P_{y1}, P_{z1}, M_{x1}, M_{y1}, M_{z1}\}^T$$

$$\{F_2\} = \{P_{x2}, P_{y2}, P_{z2}, M_{x2}, M_{y2}, M_{z2}\}^T$$

$$\{\delta_1\} = \{\delta_{x1}, \delta_{y1}, \delta_{z1}, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}\}^T$$

$$\{\delta_2\} = \{\delta_{x2}, \delta_{y2}, \delta_{z2}, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}^T$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$[K_{11}] = \begin{bmatrix} \frac{E\,A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12\,E\,I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6\,E\,I_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12\,E\,I_y}{L^3} & 0 & -\frac{6\,E\,I_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{G\,J}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6\,E\,I_y}{L^2} & 0 & \frac{4\,E\,I_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6\,E\,I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4\,E\,I_z}{L} \end{bmatrix}$$

$$[K_{12}] = [K_{21}]^T = \begin{bmatrix} -\frac{E\,A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12\,E\,I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6\,E\,I_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12\,E\,I_y}{L^3} & 0 & -\frac{6\,E\,I_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{G\,J}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6\,E\,I_y}{L^2} & 0 & \frac{2\,E\,I_y}{L} & 0 \\ 0 & -\frac{6\,E\,I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2\,E\,I_z}{L} \end{bmatrix}$$

$[K_{22}]$ es igual a $[K_{11}]$ salvo que varían los signos en: $\frac{6\,E\,I_y}{L^2}$ y $-\frac{6\,E\,I_z}{L^2}$

La expresión [1] obtiene los esfuerzos en los nodos como consecuencia de los corrimientos de los mismos. Sin embargo, esta expresión no es completa, dado que sobre el elemento pueden actuar cargas exteriores y deformaciones impuestas como pueden ser la temperatura, la fluencia y la retracción. Por tanto las ecuaciones de equilibrio dentro del elemento establecen que:

$$\{F\}^a = [K]^a\ \{\delta\}^a + \{F\}^a_p + \{F\}^a_{\varepsilon_0} \qquad [2]$$

donde $\{F\}^a_p$ son los esfuerzos nodales necesarios para equilibrar cualquier fuerza exterior distribuida actuando sobre el elemento y $\{F\}^a_{\varepsilon_0}$ son los esfuerzos nodales requeridos para

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

equilibrar cualquier deformación inicial. Ambas fuerzas se obtienen en la hipótesis de que los nodos no tienen ningún desplazamiento.

Ensamblaje de elementos y análisis de la estructura

Generalmente tanto las ecuaciones [1] como [2] vienen expresadas en función de los ejes coordenados locales de la barra. Para proceder al ensamblaje de la estructura debe realizarse previamente un cambio de coordenadas a los ejes generales de la estructura.

Si llamamos $[T]^a$ la matriz de transformación tendremos que:

$$\{F\}^a = [T]\ \{F'\}^a$$

$$\{\delta\}^a = [T]\ \{\delta'\}^a$$

donde $\{F'\}^a$ y $\{\delta'\}^a$ son la expresión de las fuerzas y corrimientos en los ejes generales de la estructura. Haciendo las operaciones correspondientes la ecuación [2] se transforma en:

$$\{F'\}^a = [T]^T\ [K]^a\ [T]\ \{\delta'\}^a + [T]^T\ \{F\}^a_p + [T]^T\ \{F\}^a_{\varepsilon_0} = [K']^a\ \{\delta'\}^a + \{F'\}^a_p + \{F'\}^a_{\varepsilon_0} \quad [3]$$

Una vez transformada la ecuación [2] a los ejes generales de la estructura para obtener la solución completa se deberán cumplir dos condiciones:

1 – Compatibilidad de desplazamientos

2 – Equilibrio.

Cualquier sistema de desplazamientos determinados para la totalidad de la estructura:

$$\{\delta\} = \{\delta'_1, \delta'_2, \delta'_3 \dots \delta'_n\}^T$$

cumple automáticamente la primera condición.

Como las condiciones de equilibrio dentro del elemento ya han sido satisfechas, queda por establecer únicamente las condiciones de equilibrio en los nodos de la estructura.

Consideremos una estructura solicitada por unas fuerzas $\{R\}$ exteriores y aplicadas en los nodos, además de las cargas exteriores distribuidas en el elemento, y cuyos componentes se establezcan con respecto a los ejes generales de la estructura.

Si consideramos ahora las ecuaciones de equilibrio en un nodo cualquiera i, las fuerzas exteriores aplicadas en ese punto $\{R_i\}$ deberán ser iguales a la suma de la contribución de cada uno de los elementos que concurren en dicho nodo. Es decir:

$$\{R_i\} = \Sigma\ \{F'_i\}^a = \{F'_i\}^1 + \{F'_i\}^2 + \cdots \quad [4]$$

Sustituyendo en [4] la expresión [3] tendremos:

$$\{R_i\} = (\Sigma\ [K'_{i1}]^a)\ \{\delta'_1\} + (\Sigma\ [K'_{i2}]^a)\ \{\delta'_2\} + \cdots + \Sigma\ \{F'_i\}^a_p + \Sigma\ \{F'_i\}^a_{\varepsilon_0}$$

Las sumatorias conciernen de nuevo solamente a los elementos que contribuyen al nodo i. Si ensamblamos todas las ecuaciones podremos expresar:

$$\{P\} = [K]\ \{\delta\} = \{R\} - \{F\}_p - \{F\}_{\varepsilon_0} \quad [5]$$

que constituye el sistema de ecuaciones con incógnitas $\{\delta\}$ el cual una vez resuelto nos deter-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

minan los corrimientos de cada uno de los nodos de la estructura y por medio de estos, los esfuerzos que solicitan a cada una de las barras.

En la ecuación [5] [K] representa la matriz de rigidez general de la estructura, $\{\delta\}$ son los corrimientos de los nodos respecto a los ejes generales de la estructura y $\{P\}$ es la solicitación exterior compuesta por las fuerzas exteriores aplicadas en los nodos $\{R\}$, las distribuidas en las barras $\{F\}_p$ y las correspondientes a las deformaciones iniciales impuestas a la estructura $\{F\}_{e_0}$.

2 ANALISIS DE TABLEROS LOSA POR EL METODO DEL EMPARRILLADO

Examinaremos los tres puntos siguientes. Disposición de la malla dentro de la losa, propiedades de las barras e interpretación de los resultados.

2.1. Disposición del emparrillado

Es de primordial importancia, cuando se realiza la discretización de un tablero, llevar en mente como va a ser el comportamiento real del tablero, pues la disposición de las barras que lo idealizan deberá seguir dicho comportamiento. Este concepto, de normal utilización en todo proceso de discretización de un continuo, hace que muchas veces sean necesarias varias disposiciones de barras con el fin de ir acercándose al comportamiento real por aproximaciones sucesivas. Se establecerá un proceso dialéctico entre como se cree que va a responder la estructura y como responde al emparrillado y de esta manera ir conformando en la mente uno y otro por los resultados sucesivos. Es por tanto objeto de experiencia por un lado y confrontación con un análisis experimental que confirme el método adoptado.

Esta situación, normal no solo para el caso de tableros losa sino también para cualquier otro tipo de estructura, hace que únicamente puedan darse procedimientos generales a seguir, estando siempre sujetos a revisión. En general nos vamos a referir a tableros rectos y dejaremos para el punto 6 las normas a seguir en los casos de disposiciones del tablero en planta más complejas.

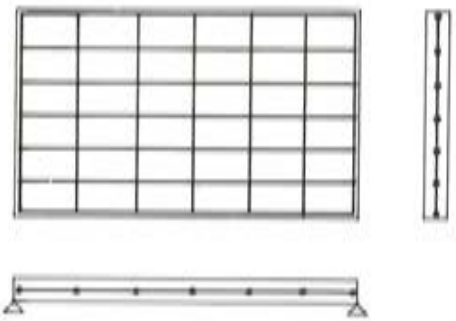


FIGURA - 4

- La disposición de las barras deberá ser ortogonal y estarán dirigidas en dirección longitudinal y transversal al tablero, disponiéndose normalmente en dirección paralela a las líneas de pretensado y armado del mismo.
- El número de vigas longitudinales dependerá de la relación ancho/luz del tablero, siendo tanto mayor cuanto mayor sea esta relación. En general no se dispondrán me-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

nos de 5 vigas longitudinales y un máximo de 9 a 11 vigas cuando la relación ancho/luz sea grande. Otro criterio que puede ser utilizado y que coincide con el anterior, en muchos casos, consiste en separar las vigas longitudinales del orden de 2 a 3 veces el canto.

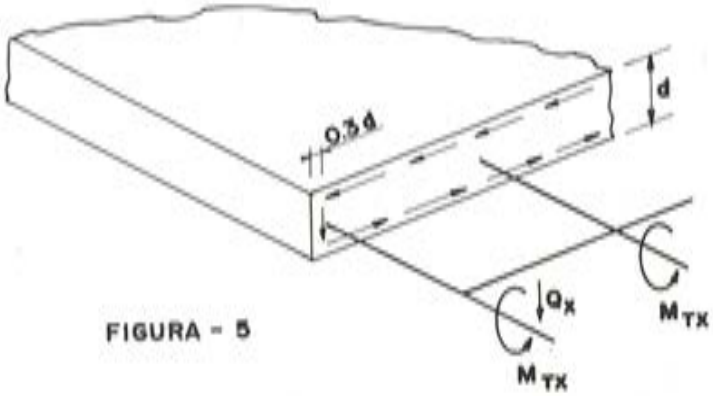


FIGURA - 5

- La viga de borde deberá colocarse allí donde el flujo de tensiones tangenciales debidas a la torsión en la losa tengan su componente vertical, que para el caso de secciones transversales rectangulares esta aproximadamente a 0,3 d. De esta manera este tipo de tensiones es recogido por el cortante Q_x de la viga extrema.
- Las vigas longitudinales deben pasar por los puntos de apoyo definitivo de la losa y además se debe establecer una distribución de barras más tupida en aquellas zonas donde los esfuerzos varien rápidamente como corresponde a los apoyos intermedios.

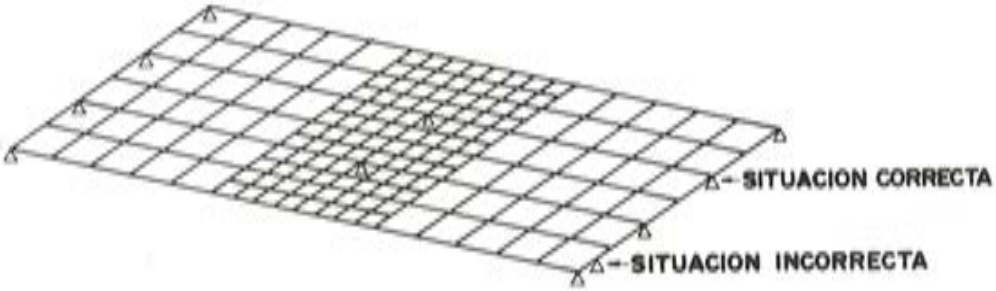


FIGURA - 6

- La separación entre las vigas transversales podrá ser de 1,5 a 2 veces el de las vigas longitudinales, aunque también deberá respetar un mínimo de 5 vigas intermedias y otras coincidentes con las líneas de apoyo.

FIGURA - 7

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Resulta evidente que una disposición de barras como la expresada no recoge el efecto de las cargas puntales ya que el emparrillado uniformiza la respuesta en el ancho de cada barra y este, como hemos visto, es del orden de 2 a 3 veces el espesor de la losa.

Para obtenerla se podrá reexaminar el punto, una vez analizado el emparrillado general, por una malla más fina en donde el ancho de la malla coincida con la dispersión propia, en el espesor de la losa, de la carga localizada y en la cual las condiciones de contorno respondan a las obtenidas en el emparrillado general. Otro procedimiento consiste en acudir a tabulaciones existentes de placas, como las de Homberg, en condiciones de contorno similares a las barras del emparrillado que limitan la zona.

2.2. Características de las barras

Las rigideces a flexión y torsión de las vigas del emparrillado corresponden a las zonas de losa que sustituyen

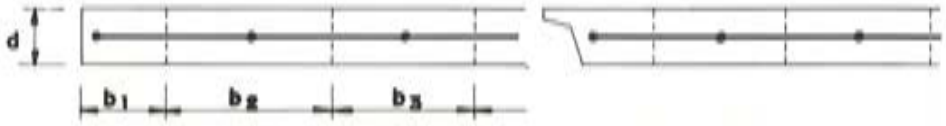


FIGURA - 8

— Rigideces a flexión

Tanto a las vigas longitudinales como a las transversales se les asigna la zona de losa comprendida entre las líneas medias entre dos barras. Por ejemplo a la barra 1 se le asignará $I = b_1\ d^3/12$, a la 2, $I = b_2\ d^3/12$, etc.

En esta expresión se ha despreciado el valor $(1 - v^2)$, que aparece en el denominador de la rigidez a flexión de una losa, por ser muy pequeño.

— Rigideces a torsión

El valor de la rigidez a torsión a conferir a cada barra es igual a la mitad del valor de la rigidez a torsión de la viga destacada. Por ejemplo:

$$I_T = \frac{1}{2}\ \frac{d^3\ b_2}{3} = \frac{1}{6}\ b_2\ d^3$$

La razón de utilizar este valor se entiende si nos fijamos que en la determinación de la rigidez a torsión de las losas se integra exclusivamente las tensiones tangenciales longi-

FIGURA - 9

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tudinales, mientras que en la viga la integración se extiende además a las tensiones tangenciales verticales.

Algunos autores establecen la rigidez a torsión en la mitad de la viga que destacan, pero en la cual se tiene en cuenta la relación entre los lados:

$$I_T = \frac{1}{2} c\, d^3\, b$$

donde c es el coeficiente de torsión de las vigas rectangulares que dependen de la relación d/b y que toma el valor 1/3 para $b/d \to \infty$.

2.3. Interpretación de los resultados

En la figura 10 se representa unos resultados normales, obtenidos por el emparrillado, de las leyes de momentos flectores de las vigas longitudinales.

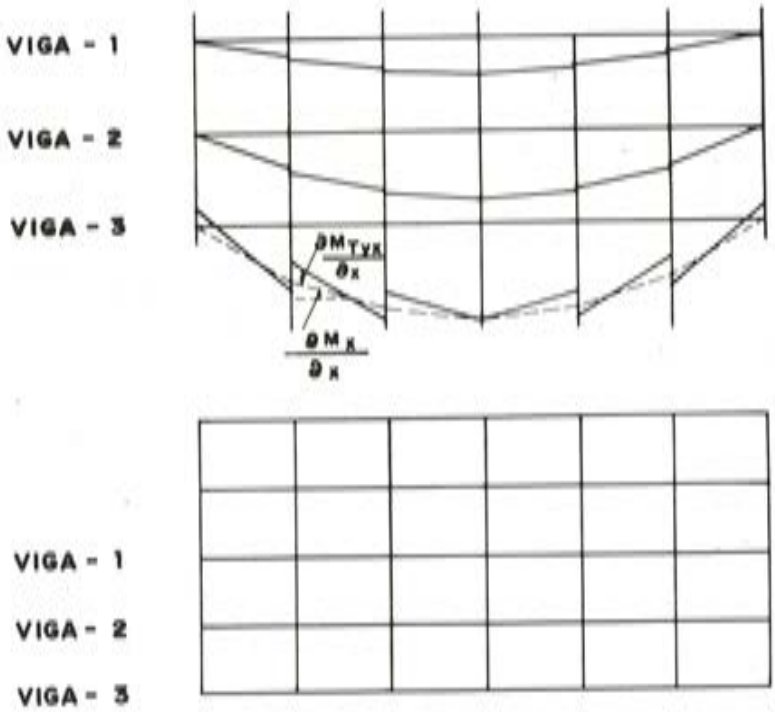


FIGURA - 10

Si en las vigas centrales y dependiendo del tipo de solicitación no existe diferencia entre los momentos flectores a uno y otro lado del nodo, no ocurre lo mismo en las vigas extremas. En ellas se produce un salto apreciable en la ley de momentos flectores como consecuencia del momento torsor que recoge la viga transversal. Este efecto será tanto más marcado cuanto menos vigas se utilicen para reproducir la losa.

La realidad establece que la ley de momentos flectores es continua por lo cual la ley que debe utilizarse para el armado de la losa es la que promedia las discontinuidades, línea de puntos.

Los momentos torsores en las barras longitudinales y transversales tampoco son igua-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

les en el emparrillado, lo que va en contra del hecho de que en una losa los momentos son iguales en dos direcciones ortogonales. Los valores a utilizar en el cálculo son también los valores promedio.

Fijémonos que la expresión del cortante en una losa viene expresado por la relación

$$Q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{Tyx}}{\partial y}$$

El primer valor de esta expresión es el cortante debido a la curvatura de flexión, mientras que el segundo, es el correspondiente a la torsión transversal que en el emparrillado, por el esquema representado en las figuras 5 y 10, es recogido por flexión.

3. ANALISIS DE TABLEROS DE VIGAS

La idealización de un puente de vigas por el método del emparrillado se separa de las condiciones de exactitud teórica, no solo en las limitaciones propias del método, sino porque un tablero de vigas constituye claramente una estructura tridimensional, y la teoria del

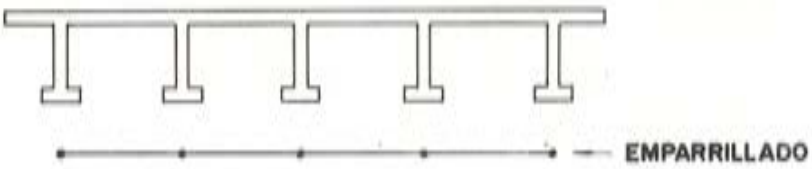


FIGURA - 11

emparrillado se ajusta mejor a una estructura bidimensional. Sin embargo, los errores que se cometen en la mayoría de las ocasiones no son muy grandes y sus resultados son válidos. En 3.4 veremos cual es el comportamiento resistente que no considera el emparrillado. El método más exacto para procesar este tipo de tableros es el método de la lamina plegada.

3.1. Disposición del emparrillado

En general las barras del emparrillado deberán coincidir en posición con las vigas físicas del tablero, tanto en lo que se refiere a vigas longitudinales como vigas transversales. Figura 11.

En el caso de que existan muchas vigas físicas longitudinales se podrá disponer una viga del emparrillado por cada dos vigas físicas, haciendo coincidir los extremos y separando uniformemente el resto en el tablero. Se mantendrá la limitación de poner un número mínimo de 5 vigas longitudinales. Figura 12.

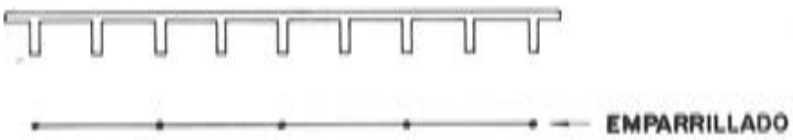


FIGURA - 12

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En cuanto a las vigas transversales se deberán separar entre sí una magnitud del orden de 1,5 veces la separación entre las vigas longitudinales. En el caso de que la relación ancho/luz sea pequeña, la separación entre las vigas transversales podrá ser del orden de 2 veces la de las longitudinales y en el caso contrario, de relación ancho/luz grande, la separación podrá ser del orden del de las longitudinales.

Siempre que existan vigas riostras las vigas transversales del emparrillado deberán coincidir con ellas y cuando su número no sea suficientemente grande para que la separación entre las vigas cumpla las condiciones anteriores se deberá completar el emparrillado con vigas intermedias que reproduzcan la losa. Figura 13.

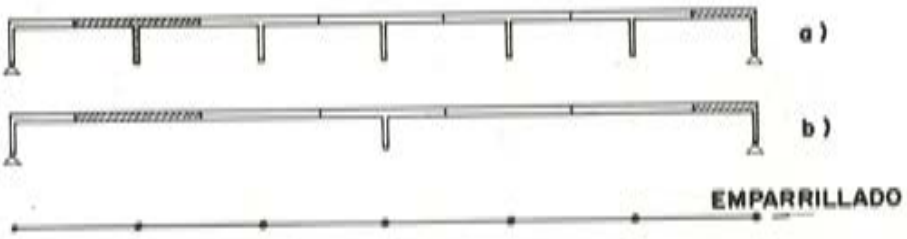


FIGURA - 13

3.2. Características de las barras

3.2.1. Vigas longitudinales

La inercia de las vigas longitudinales del emparrillado será la de la doble "T" enmarcada entre los puntos medios de separación entre vigas. En casos como el de la figura 12, en los cuales una viga del emparrillado sustituye a varias vigas reales, la inercia a conferir a las vigas será la misma en todos ellos e igual a dividir la inercia total de la sección transversal del tablero entre el número de vigas longitudinales.

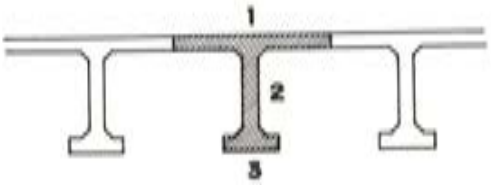


FIGURA - 14

Un punto que deberá considerarse especialmente, es el ancho de la cabeza de compresión que debe utilizarse en la determinación de la inercia longitudinal. El criterio anterior es válido cuando la separación entre las vigas no es muy grande. En caso contrario la participación de toda la losa superior es dudosa por la pérdida de eficacia de las zonas más alejadas como consecuencia de la deformación por esfuerzo cortante.

Un criterio conservador a aplicar en este último caso es que la anchura de la cabeza de compresión de cada viga no debe ser mayor que L/6 siendo *L* la distancia que existe entre los apoyos o los puntos de momento nulo de las flexiones longitudinales cuando se trate de tableros continuos.

La rigidez a torsión estará compuesta por la de la suma de los rectángulos que

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

forman la viga longitudinal, teniendo en cuenta la distribución del flujo de tensiones tangenciales. Es decir, para los rectangulos 2 y 3 se utilizará la fórmula normal de la rigidez a torsión de las vigas rectangulares.

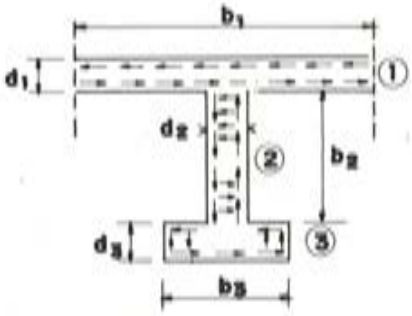


FIGURA - 15

$$I_T = c\, b_i\, d_i^3 \sim \frac{1}{3}\, b_i\, d_i^3$$

En cambio para el rectángulo superior, por pertenecer a la losa continua, la fórmula a emplear será, como vimos en el apartado 2.

$$I_T = \frac{1}{2}\, c\, b_1\, d_1^3 \sim \frac{1}{6}\, b_1\, d_3$$

quedando por tanto que la rigidez a torsión de las vigas longitudinales será

$$I_T = \Sigma\, \frac{1}{3}\, b_i\, d_i^3 + \frac{1}{6}\, b_1\, d_1^3$$

3.2.2. Vigas transversales

La rigidez a flexión de las vigas transversales del emparrillado sera la correspondiente a las vigas que se destacan en la figura 13. Si solo existen vigas riostras, la inercia a conferir a estas será la de las vigas "T" que se destacan entre los puntos medios de separación. En el caso de que se dispongan además vigas que sustituyen a zonas de losas como en figura 13-b, la inercia de estas vigas deberá ser la de la losa que sustituyen. Figura 16.

FIGURA - 16

Como en el caso de las vigas longitudinales, se cuidará que el ancho de la cabeza de compresión no sea excesivo pues entonces se producirá una sobreestimación de la rigidez a flexión de dichas vigas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El criterio a adoptar sería que el ala de la viga no fuese mayor que 1/12 de la distancia entre los puntos de momento nulo de la deformada transversal de la viga riostra. Como estos puntos no se conocen a priori se adopta como criterio conservador el utilizar una anchura de ala igual o menor a de la separación entre las vigas longitudinales.

Este último criterio no es unánime en todos los autores. Muchos de ellos no establecen esta limitación a la cabeza de compresión.

En cuanto a la rigidez a torsión, el criterio es el mismo que se ha seguido en las vigas longitudinales, es decir, obtenerla como suma de la de los rectángulos que forman cada una de las vigas, teniendo siempre en cuenta que es necesario dividir por dos la de aquellos rectángulo que forman parte de la losa superior.

Los valores de las rigideces obtenidos de esta manera corresponde a un comportamiento perfectamente elástico del tablero. Sin embargo el comportamiento en servicio puede no ser igual en lo que se refiere a las vigas longitudinales y transversales. Es frecuente que las vigas longitudinales esten pretensadas y la losa superior solamente armada. Esto ocasiona el hecho de que en servicio pueda fisurarse la losa superior en dirección longitudinal, como corresponde a unos momentos flectores transversales, y no fisurarse en dirección transversal por estar comprimida por las flexiones longitudinales.

De la misma manera, la rigidez a torsión de una viga de hormigón armado desciende rápidamente a partir del momento de su fisuración, lo que ocurre principalmente en las vigas riostras sobre apoyos que resultan las más torsionadas como consecuencia de la diferencia de giros en apoyos de las vigas longitudinales.

Estas pérdidas de rigidez, que pueden ocurrir en la etapa de servicio de la estructura, cambian los resultados de la distribución de flexiones que produce el emparrillado. Para tenerlas en cuenta se suelen adoptar dos criterios.

El primero consiste en conferir a las partes que se espera se fisuren, como es la losa superior en dirección transversal y las vigas riostras extremas, unas rigideces a flexión y a torsión, respectivamente, correspondientes a la fase fisurada de las mismas, (para la rigidez a torsión de la viga extrema se toma la mitad del valor elástico. Esto hace que no interese, en general, disponer vigas riostras extremas voluminosas ya que su rigidez se verá reducida por el criterio anterior).

Otro criterio mucho más preciso consiste en realizar un análisis del emparrillado por incrementos parciales de la carga. Para ello se obtienen previamente las leyes de momentos-giros a flexión y torsión de todos los elementos que constituyen el tablero. En cada incremento de carga se determina la relación que existe entre los giros y los esfuerzos y se determina la rigidez local.

La matriz de rigidez [K] del emparrillado completo que gobierna el fenómeno –ecuación 5– varía cada vez, en función de las rigideces de las barras en esa situación, lo que sirve para calcular el escalón siguiente de carga.

Este proceso es el teóricamente más perfecto y el que se utiliza para determinar el comportamiento no lineal del tablero desde su puesta en carga hasta la rotura del mismo. Así se consigue averiguar los mecanismos de redistribución de esfuerzos que se producen en la estructura. Sin embargo, este proceso es muy largo de realizar y además los datos de partida como es la evolución de las leyes de momentos-giros a flexión y torsión combinada, no están suficientemente experimentadas y por tanto no existe seguridad en su cuantía. Este tema se desarrolla en el punto 10.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

3.3. Interpretación de resultados

Se siguen los criterios expresados en 2.3. Unicamente existen discontinuidades en las leyes de esfuerzos en aquellos nodos en los que se encuentra una viga longitudinal con una viga riostra real.

3.4. Efecto membrana de la losa superior

En el planteamiento anterior del emparrillado para puentes de vigas hemos establecido una serie de simplificaciones que separan la respuesta del emparrillado de la estructura real. Esto se debe al efecto membrana producido por la losa superior que confiere a este tipo estructural un carácter espacial.

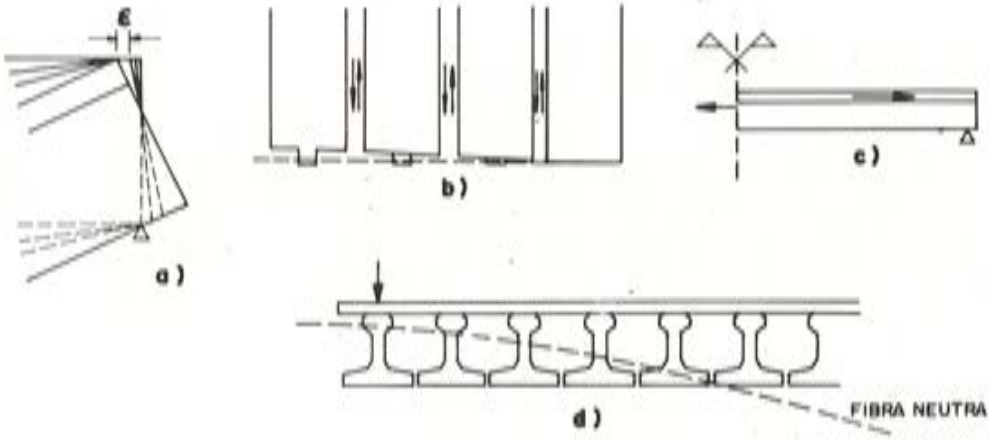


FIGURA - 17

Si nosotros cargamos un emparrillado de vigas, ocurrirá, que el emparrillado producirá unos giros más fuertes en las vigas directamente cargadas. Estos giros harán que las vigas se deformen como en la figura 17-a, con una deformación ϵ entre ellas, si como hemos supuesto, el eje del emparrillado lo hemos situado en el centro de gravedad.

Naturalmente, la losa superior, por efecto membrana, no permite esta separación entre las cabezas de las vigas, lo que ocasionará la aparición de cortantes entre losas (figura 17-b), cuyo valor será decreciente de las vigas más cargadas a las menos cargadas, e irá decreciendo del apoyo de la viga hacia el centro. Para equilibrar este esfuerzo en cada viga aparecerá una tracción axil (figura 17-c) que tendrá un doble efecto, el primero será la aparición de un momento flector que reducirá el propio de flexión del emparrillado y el segundo hará que la fibra media descienda de la zona más cargada a la menos cargada.

El único procedimiento adecuado para reproducir este efecto es el método de las laminas plegadas o el de los elementos finitos en donde se tenga en cuenta la deformación por esfuerzo cortante. Sin embargo, este hecho puede ser reproducido por un emparrillado espacial. En efecto

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

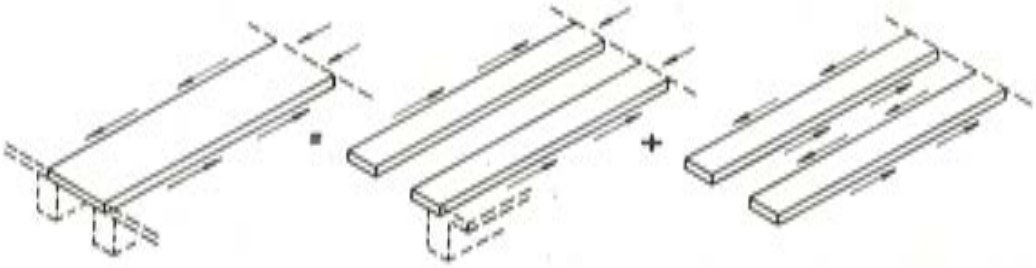


FIGURA - 18

Si nos adentramos un poco más en el mecanismo expuesto podremos descomponer esos esfuerzos tangenciales desiguales a un lado y otro de la losa en simétricos y antimétricos. La solicitación simétrica la recoge normalmente el emparrillado en el esfuerzo cortante de la flexión de viga, mientras que la antimétrica no.

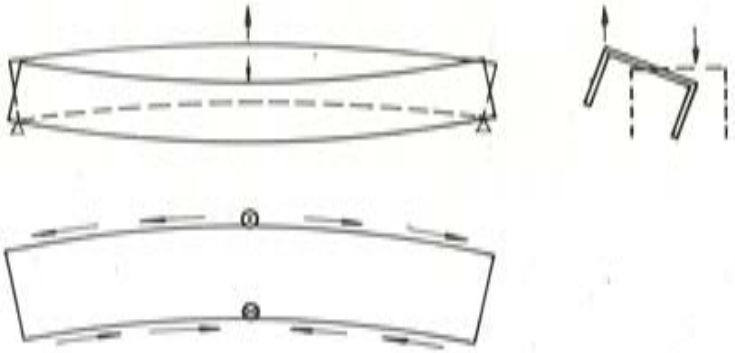


FIGURA - 19a

En el caso de que el puente sea estrecho, esta solicitación antimétrica hará que la franja se curve transversalmente como indica la figura 19, ya que generalmente la rigidez a flexión es menor que la rigidez al cortante, lo que ocasionará que la viga se desplace lateralmente.

Sin embargo, en el caso de un puente de muchas vigas esta deformación no es posible.

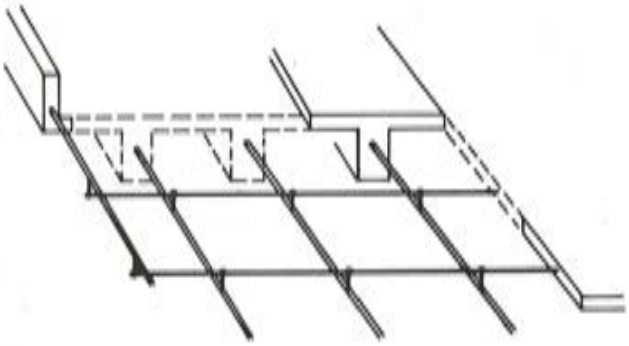


FIGURA - 19b

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para reproducir este comportamiento bastará disponer las barras transversales levantadas respecto a las longitudinales y unidas a ellas con barras verticales de rigidez a flexión infinitas. Las características para la flexión y torsión serán las mismas, pero se introduce una rigidez a flexión horizontal infinita en las barras transversales y una deformación a cortante correspondiente a la losa que sustituyen. La tendencia al mayor giro, por ejemplo, de la viga central se contrarrestará con la deformación cortante de la barra horizontal.

4. ANALISIS DE LAS LOSAS ALIGERADAS

FIGURA - 20

La condición previa que debe establecerse para que este tipo de tableros pueda examinarse por el método del emparrillado es que el aligeramiento sea pequeño, con el fin de que la deformación transversal debida a la distorsión sea despreciable. Esta condición se cumple siempre que el área del aligeramiento sea menor del 60 por 100 del área total de la sección transversal. En otros casos habría que plantear el emparrillado teniendo en cuenta la distorsión, que puede hacerse a través de tener en cuenta la deformación por esfuerzo cortante de las vigas transversales. Ver punto 9.

4.1. Disposición del emparrillado

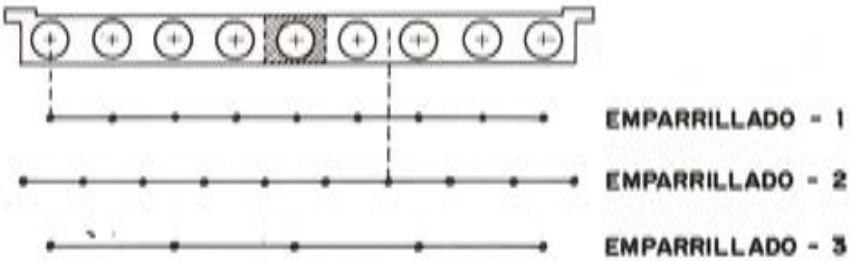


FIGURA - 21

La disposición del emparrillado en este tipo de tableros se deduce de las normas que hemos expuesto al hablar de los tableros losa y de los formados por vigas.

La unidad viga es la comprendida entre dos rectas perpendiculares pasando por los ejes de las dos almas que rodean un aligeramiento. Figura 21.

Las barras longitudinales del emparrillado serán coincidentes con los ejes de los aligeramientos, emparrillado 1 en figura 21, o coincidentes con las almas emparrillado 2. En este último caso sale una viga longitudinal más que en el anterior y las características de estas barras serán las 9/10 (para el caso representado) de las obtenidas para el emparrillado 1.

Las normas seguidas en 2.1 en lo que se refiere al número mínimo de vigas longitudinales a utilizar son igualmente válidas para este caso. En aquellas secciones transversales en las que por su anchura el número de vigas longitudinales reales es muy grande, se puede recoger las características de dos vigas físicas en una del emparrillado (emparrillado 3 en la figura 21). La rigidez de cada una de estas vigas corresponderá a los 9/5 de la viga elemental destacada. Este valor es un ejemplo para el caso representado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las barras transversales del emparrillado coincidirán con las vigas riostras extremas e interiores, cuando estas existan. El resto de las vigas transversales se dispondrán de manera análoga a como hemos visto en 3.1 para el tablero de vigas.

También, como hemos visto en 2.1., conviene que las vigas longitudinales pasen por los apoyos definitivos.

4.2. Características de las barras

4.2.1. Rigideces a flexión de las barras del emparrillado

La rigidez a flexión de las barras longitudinales es exactamente igual que la de las vigas destacadas de la sección transversal.

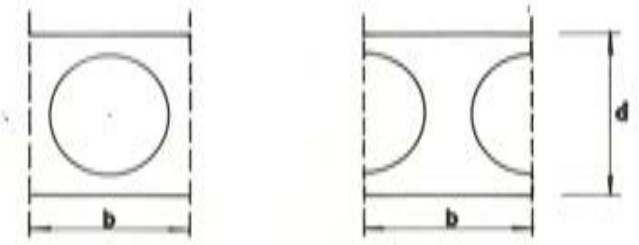


FIGURA - 22

Cuando una viga del emparrillado sustituya a varias vigas reales, la rigidez a flexión será la correspondiente al número de vigas que sustituya, siguiéndose el criterio expresado en 4.1.

La rigidez a flexión de las vigas transversales se obtiene, tomando el momento de inercia respecto a la línea media del tablero total, de la sección destacada en un corte longitudinal por el eje del aligeramiento y las dos líneas que separan entre sí dos vigas transversales consecutivas. En las secciones con aligeramientos circulares, se puede sustituir éste por un cuadrado de la misma área con el fin de obtener el espesor de las losas superior e inferior.

FIGURA - 23

En el caso de que exista vigas riostras, éstas serán tenidas en cuenta con su sección correspondiente. Se deberá ver si la anchura de la losa de compresión sigue los criterios expresados en 3.2. con respecto a su anchura útil.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

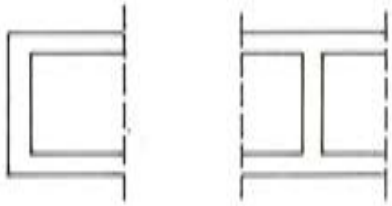


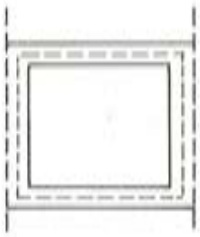
FIGURA - 24

4.2.2. Rigideces a torsión de las barras del emparrillado

Para obtener la rigidez a torsión de las barras longitudinales y transversales del emparrillado debe procederse a calcular previamente las dos rigideces siguientes:

a) De las vigas longitudinales se obtiene la rigidez a torsión de las vigas cajón por la expresión:

$$I_{TL} = \frac{4\,A^2}{\oint \frac{ds}{t}}$$



$$I_{TL} = \frac{4\,A^2}{\oint \frac{ds}{t}}$$

FIGURA - 25

siendo A el área encerrada por la línea media que pasa por la mitad del espesor de las paredes.

b) Para determinar una expresión equivalente a la anterior para las vigas transversales se han realizado varias pruebas con procedimientos diversos. Uno de ellos corresponde al adoptado por las recomendaciones de C.A.C.A./CIRIA.

La viga transversal de la figura 26-a, se convierte en otra viga ficticia figura 26-b sin más que eliminar los tabiques transversales, sección 1-1, colocándolas en el contorno y con la misma inercia.

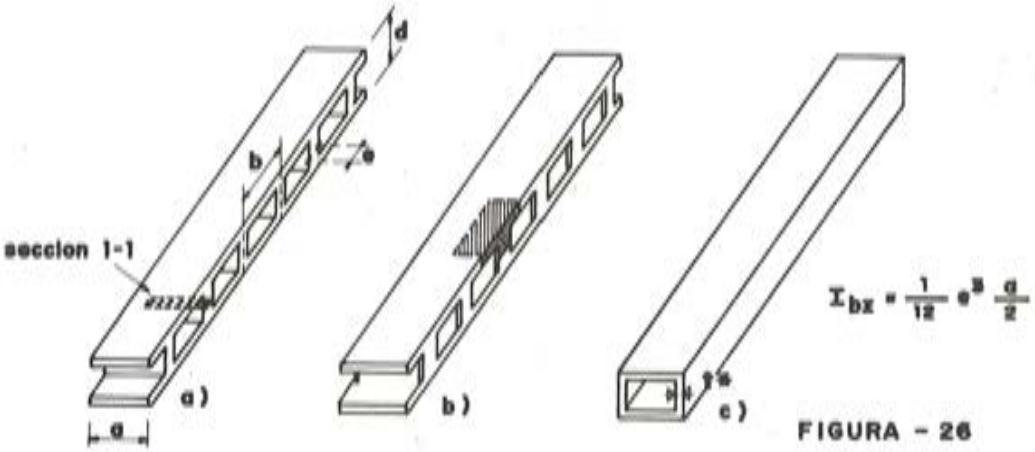


FIGURA - 26

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La figura 26 b) se convierte a su vez en la figura 26 c), suponiendo que la pared discontinua se hace continua con un espesor t* cuyo valor es necesario determinar. Para ello se iguala las energías de deformación ante un momento torsor de las vigas de las figuras 26 b) y figura 26 c).

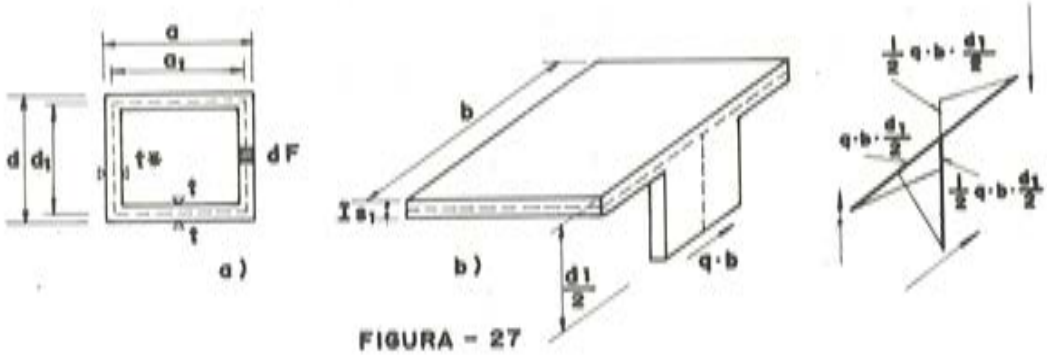


FIGURA - 27

Energía de deformación en la viga de la figura 26 c)

$$u = \frac{1}{2}\sum_1^4 \int \tau_i\,\gamma_i\,dF = \frac{1}{2\,G}\sum_1^4 \int \tau_i^2\,dF = \frac{1}{2\,G}\sum_1^4 \int \frac{q^2}{t^2}\,dF$$

donde q es el flujo de tensiones tangenciales debidas a la torsión, τ son las tensiones tangenciales, y la sumatoria se refiere a los cuatro lados de la sección. Integrando queda:

$$u = \frac{1}{2\,G}\left(2\,\frac{q^2\,d_1}{t^*} + 2\,\frac{q^2\,a_1}{t}\right) = \frac{q^2}{G}\left(\frac{d_1}{t^*} + \frac{a_1}{t}\right)$$

por tanto la contribución de una de las paredes laterales a la energía de deformación en una distancia *b* será:

$$\frac{q^2}{2\,G}\;\frac{b\,d_1}{t^*} \qquad [6]$$

Veamos ahora la energía de deformación en la figura 26 b). Si nosotros destacamos un elemento como el representado en la figura 27 b), tendremos que el montante tendrá que recoger el flujo de tensiones tangenciales q.b. Esta solicitación producirá una deformación por flexión en la pieza cuyo trabajo de deformación será:

Montante $$u = 2\,\frac{\left(q\,b\,\frac{d_1}{2}\right)^2 \frac{d_1}{2}}{6\,E\,I_{bz}} = \frac{q^2}{2}\;\frac{b^2\,d_1^3}{12\,E\,I_{bz}} \qquad [7.1]$$

Losa superior $$u = 2\,\frac{\left(\frac{1}{2}\,q\,b\,\frac{d_1^2}{2}\right)\frac{b}{2}}{6\,E\,I_{s1}} = \frac{q^2}{2\,E}\;\frac{b^3\,d_1^2}{48\,I_{s1}} \qquad [7.2]$$

Losa inferior $$u = \frac{q^2}{2\,E}\;\frac{b^3\,d_1^2}{48\,I_{s2}} \qquad [7.3]$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

I_{s1} e I_{s2} son las rigideces a flexión de las losas superior e inferior destacadas en fig. 27,b.

Sumando las expresiones [7] e igualándolas a la [6] quedará:

$$\frac{q^2}{2\,G}\,\frac{b\,d_1}{t^*} = \frac{q^2}{2\,E}\,b\,d_1\left[\frac{b\,d_1^2}{12\,I_{bz}} + \frac{b^2\,d_1}{48}\left(\frac{1}{I_{s1}} + \frac{1}{I_{s2}}\right)\right]$$

de esta expresión queda:

$$t^* = \frac{E}{G}\,\frac{1}{\dfrac{b\,d_1^2}{12\,I_{bz}} + \dfrac{b^2\,d_1}{48}\left(\dfrac{1}{I_{s1}} + \dfrac{1}{I_{s2}}\right)} \qquad [8]$$

Una vez determinado el valor de t^* se obtiene la rigidez torsional de la viga transversal por la expresión:

$$I_{TT} = \frac{4\,A^2}{\oint \dfrac{ds}{t}}$$

como en cualquier viga cajón, siendo en este caso la de la figura 26 c).

Después de determinar en a) y b) las rigideces torsionales de las vigas longitudinales y transversales, las rigideces a conferir a las vigas del emparrillado, con el fin de tener en cuenta la participación de las mismas losas reales en ambos flujos de tensiones tangenciales, serán:

vigas longitudinales del emparrillado: $I_T = \dfrac{I_{TL}}{1+m}$ $\qquad m = \dfrac{I_{TT}}{I_{TL}}$ [9.1]

vigas transversales del emparrillado: $I_T = \dfrac{m\,I_{TL}}{1+m}$ [9.2]

En el caso de que existan muchas vigas riostras transversales, entonces la rigidez a torsión se calculará en las vigas cajón que realmente se destacan entre los ejes de las vigas riostras y una vez obtenidas seguir el procedimiento de las ecuaciones [9]

4.3. Interpretación de los resultados

Se seguirán los mismos conceptos expresados en 2.3 y 3.3.

5. TABLEROS FORMADOS POR VIGAS ANCHAS

FIGURA – 26

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El análisis de este tipo de tablero por el método del emparrillado es posible cuando la dimensión de cada una de las vigas cajón es suficientemente pequeña como para que la deformación por distorsión pueda considerarse despreciable. Esto requiere que la relación ancho/luz de cada cajón individual sea menor o igual que 1/10.

5.1. Disposición del emparrillado

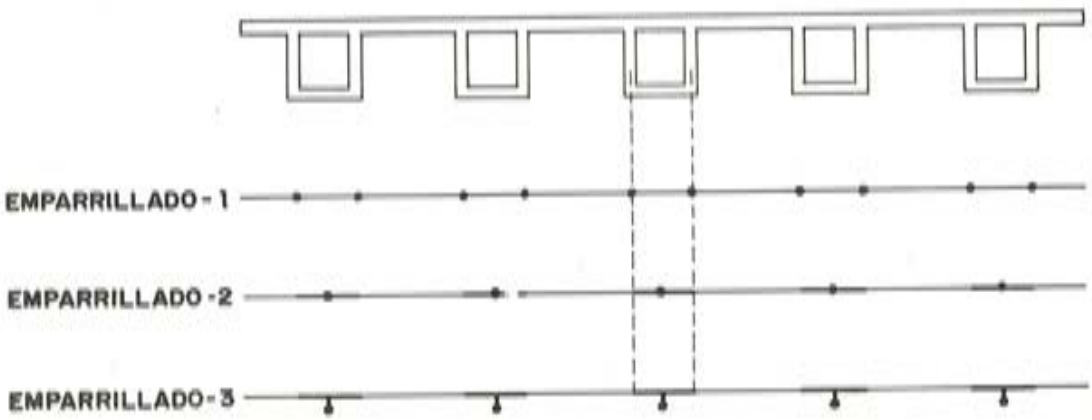


FIGURA - 29

La disposición de las vigas longitudinales del emparrillado pueden adoptar varias posiciones. La más normalmente utilizada corresponde al emparrillado 1 de la figura 29. En el se disponen dos vigas longitudinales por cada viga física del tablero, coincidiendo cada una de ellas con las almas de la viga cajón. Esta disposición resulta necesaria dado que la inercia transversal en las vigas cajón es muy diferente a la que existe entre vigas y es necesario tenerla en cuenta.

El emparrillado 2 establece el mismo cambio de rigideces en la sección transversal pero concretándose, en este caso, en una viga corta del ancho del cajón. No presenta ninguna ventaja respecto al anterior y produce mayor número de nodos.

El emparrillado 3 es espacial, las vigas longitudinales coinciden con el centro de la viga y se unen por una barra indeformable con el tablero, en el cual se reproducen las condiciones reales de rigidez transversal. Por este procedimiento y según vimos en 3.4. podemos tener en cuenta el efecto membrana de la losa superior.

La disposición de vigas transversales sigue el mismo método que el indicado en 3.1. cuando hablábamos de tableros de vigas.

5.2. Características de las barras

Solo vamos a referirnos a la discretización establecida en el emparrillado 1 por ser el más corriente.

Para determinar la rigidez a flexión de las vigas longitudinales se determina previamente la correspondiente a la viga cajón con su losa asociada.

Esta rigidez a flexión se divide por dos para obtener la correspondiente a cada una de las dos vigas que sustituyen a la viga cajón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

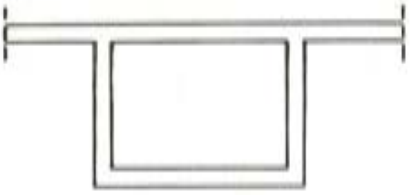


FIGURA - 30

La rigidez a flexión de las vigas transversales varía de la zona constituida únicamente por la losa Fig. 31 a), a la zona situada entre las almas de las vigas cajón. Fig. 31 b).

FIGURA - 31

Para la primera se toma la inercia normal de la losa respecto a su fibra media. Para la segunda se hace lo mismo pero obteniendo el momento de inercia de las dos tablas del cajón respecto al eje del tablero.

Para determinar las rigideces a torsión a conferir a las vigas longitudinales y transversales se determina previamente la rigidez a torsión de cada cajón individual representado en la figura 30.

La rigidez a torsión a conferir a cada una de las dos vigas del emparrillado que sustituyen a la viga cajón es la cuarta parte de la rigidez a torsión del cajón. Y es la cuarta parte pues la mitad corresponderá —como en el caso de las losas macizas— a las vigas longitudinales y la otra mitad a las transversales. Si esa mitad que queda para las vigas longitudinales la dividimos entre cada una de las dos vigas del emparrillado que sustituyen a la viga cajón tendremos la cuarta parte.

La rigidez a torsión de las vigas transversales será diferente para cada una de las dos zonas destacadas. La zona correspondiente al espacio entre vigas cajón tendrá la inercia a torsión de la losa de la figura 31 a) pero dividida por dos, como ya sabemos.

La zona correspondiente a la distancia entre almas figura 31 b) tendrá por rigidez a torsión la mitad no utilizada de la rigidez a torsión del cajón. Este valor será multiplicado por la relación del espaciamiento entre vigas transversales al canto del cajón, para tener en cuenta la diferente anchura de las vigas transversales.

En la zona donde existan vigas riostras estas deberán ser tenidas en cuenta.

5.3. Interpretación de resultados

Es necesario tener en cuenta lo dicho en 2.3. y 3.3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

6. UTILIZACION DEL METODO DEL EMPARRILLADO PARA TABLEROS OBLICUOS, CIRCULARES, Y DE FORMA VARIABLE

Una de las parcelas de utilización clara del método del emparrillado la constituye aquellos tableros cuya geometría en planta tiene forma variable, ya sea oblícua, circular u otra cualquiera. Es difícil utilizar un método que no sea de elementos finitos si se quiere obtener una respuesta adecuada. La integración de la ecuación diferencial de la losa ortotropa resulta imposible cuando el contorno tiene una forma arbitraria.

Es muy importante en estos casos partir de una interpretación del comportamiento resistente de este tipo de tableros para poder proceder a hacer una discretización adecuada. En estos casos no existe un método exacto que determine como debe hacerse la distribución de barras del emparrillado en el tablero. Solo estableceremos una guía, bastante precisa en el caso de losas oblícuas y circulares debido a que han sido acompañadas de una gran experimentación, y menos precisa en el caso de geometrías cualesquiera.

6.1. Tableros oblícuos

Todas las recomendaciones establecidas en los apartados anteriores son igualmente validas en este caso. Unicamente será necesario establecer unas prescripciones complementarias para estas geometrías,

1 – La orientación de las barras longitudinales deberán ser siempre paralelas a los bordes libres.

2 – La posición de las barras transversales podrá ser:

a) Paralelas a la línea de soportes, con las características de las barras obtenidas utilizando la distancia ortogonal entre las vigas. Fig. 32 a.

b) Perpendiculares a las barras longitudinales. Fig. 32 b.

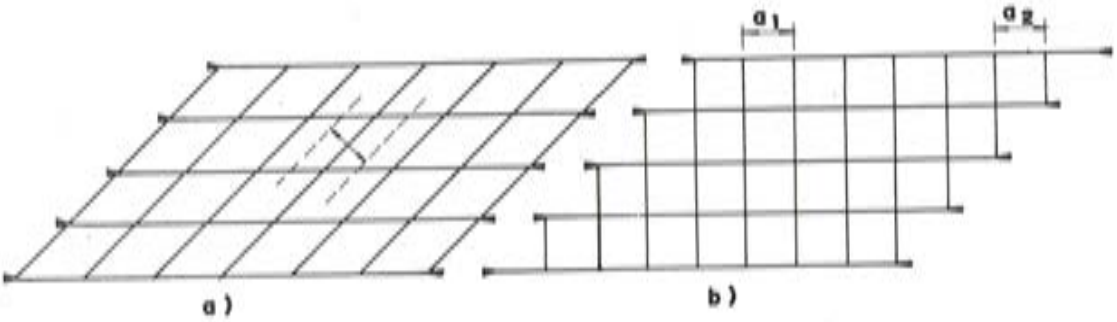


FIGURA - 32

Se recomienda que si se utiliza la disposición b) las barras transversales partan de los nodos de apoyo de las longitudinales, en las zonas triangulares que determinan. En este caso a_1 y a_2 podrán no ser iguales. a_1 viene guiado por los conceptos expuestos anteriormente en otros apartados, mientras que a_2 depende de la oblicuidad.

Para ángulos pequeños de oblicuidad ($< 35°$) un criterio como el anterior puede dar lugar a un excesivo número de barras transversales en las zonas triangulares. En estos casos se permite eliminar una barra si y otra no de esta zona fig. 35

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

FIGURA - 33

Cuando existan diafragmas reales en la estructura, su dirección, fijará obligatoriamente la dirección de las barras transversales. Si no existen, cualquiera de las dos disposiciones a) y b) son igualmente validas. Sin embargo suele dar mejores resultados una disposición como la b) que es más recomendable y que permite una utilización de los resultados más comoda. Además cuando se utiliza una disposición como la a) los momentos flectores y las flechas vienen sobreestimados.

En el caso de puentes oblícuos es extremadamente importante que las vigas longitudinales coincidan en los apoyos con los apoyos reales, dado que la geometría de la planta determina un incremento de las reacciones en los bordes obtusos. Por esta razón es especialmente necesario reproducir lo más exactamente posible las condiciones de rigidez en los apoyos. Una infravaloración de esta o una sobreestimación determinará un menor efecto de oblicuidad o un mayor efecto. La oblicuidad supone una reducción de los esfuerzos respecto a el caso de considerar como luz del puente la oblicua.

Este efecto es tanto mayor cuanto mayor sea la rigidez a torsión de las vigas longitudinales.

Con respecto a la interpretación de los resultados resulta conveniente establecer la relación que liga los esfuerzos M_x, M_y, M_{xy}, y M_{yx} con M_x, M_{xy}, M_v y M_{uv} cuando el emparrillado utilizado tiene las barras oblícuas (caso a)

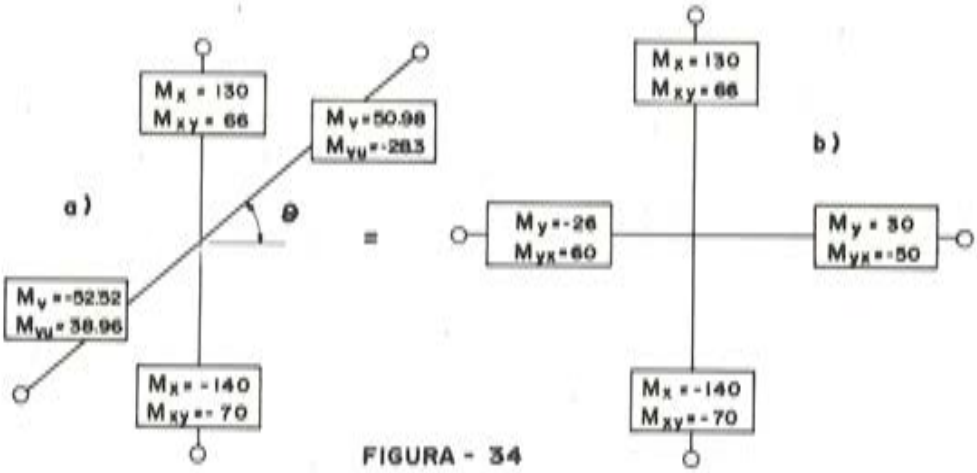


FIGURA - 34

Si por ejemplo tenemos unos resultados de un emparrillado oblícuo, como los presentados en la figura 34 a) podremos determinar los que se producen en dos ejes normales sin más que utilizar las expresiones:

$$M_y = M_{vu} \operatorname{sen} \theta + M_v \cos \theta$$

$$M_{yx} = M_{vu} \cos \theta - M_v \operatorname{sen} \theta$$

con lo que se obtienen los resultados en la figura 34 b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

A partir de estos valores se obtiene, como en el caso de los apartados anteriores, los valores promedio con el fin de obtener los tres valores M_x, M_y y M_{xy} que nos servirán para armar la losa. Ver punto 8.

6.2. Tableros curvos

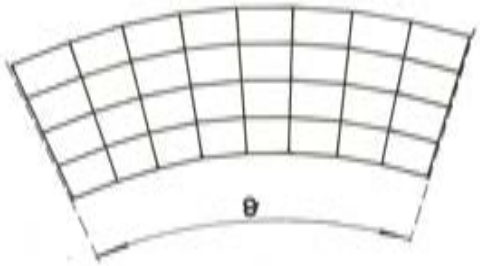


FIGURA - 35

La disposición de un emparrillado de vigas para reproducir el comportamiento de un puente curvo no presenta ninguna particularidad. Tanto la separación de barras longitudinales como transversales viene guiado por los mismos conceptos que veíamos en los puntos 2, 3, 4, 5. Cada una de las vigas curvas se convierte en una poligonal inscrita en la curva real del tablero.

Unicamente es necesario tener en cuenta una condición adicional respecto a la discretización de tableros rectos y ésta es que deben establecerse suficientes divisiones con el fin de que los ángulos que forma entre si la poligonal no sean muy elevados. Para los casos normales con 8 divisiones del tablero entre dos apoyos consecutivos es suficiente, debiendo incrementarse cuando el radio es pequeño. Podía precisarse un poco más esta regla estableciéndose que el ángulo entre dos vigas radiales no supere los 2°.

La razón para este hecho la encontramos en la particularidad del comportamiento resistente de una viga curva.

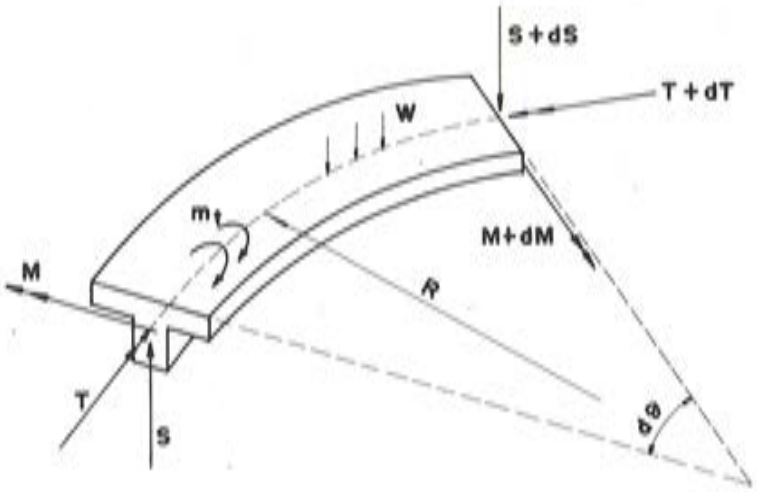


FIGURA - 36

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Si examinamos las condiciones de equilibrio tendremos:

$$dS = -w(s)\,ds$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{dM}{ds} &= S + \frac{T}{R} \\ \frac{dT}{ds} &= m_t - \frac{M}{R} \end{aligned}\right\} \longrightarrow \quad \begin{aligned} M &= -EI\left(\frac{d^2w}{ds^2} - \frac{\phi}{k}\right) \\ T &= -GJ\left(\frac{d\phi}{ds} + \frac{1}{k}\,\frac{dw}{ds}\right) \end{aligned}$$

Es decir, que en una viga curva los momentos flectores y torsores estan acoplados.

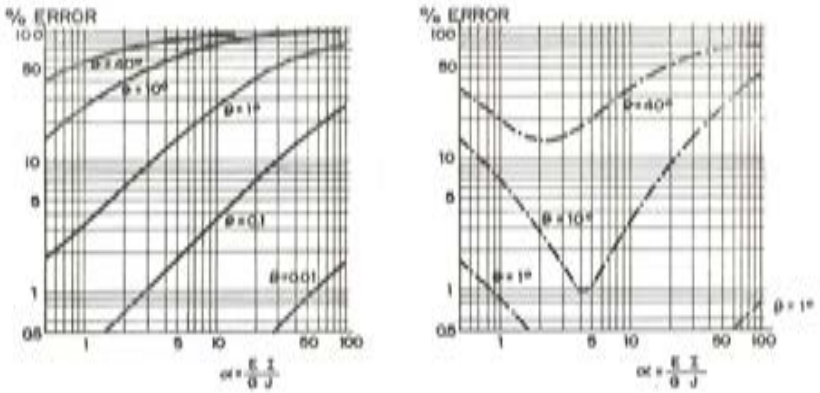
Por esta razón en el comportamiento real del tablero la interacción entre estos dos tipos de esfuerzos se realiza de una manera continua a lo largo de la viga curva, pero en cambio en un emparrillado, en el que se sustituye tramos curvos por rectos, la interacción entre momentos flectores y torsores sólo se realiza en los vértices de la poligonal. Cuanto menor sea el ángulo de quiebro, o lo que es lo mismo cuanto mayor sea el número de partes en que dividimos el tablero, tanto menor será la desviación de los esfuerzos del emparrillado respecto al teórico.

F. Sawko ha realizado una mejora del método del emparrillado consistente en considerar barras curvas en lugar de barras rectas. La matriz de rigidez de la barra cambia, por establecerse la relación entre los esfuerzos en nodo y los corrimientos en una viga curva en planta. A partir de este punto, el planteamiento de la matriz de rigidez conjunta del emparrillado se realiza por procedimientos normales.

Las rigideces a flexión y a torsión varian en una viga curva respecto a la viga recta en función del ángulo θ que se destaca entre sus extremos y de la relación EI/GJ.

En la figura 37 representamos el porcentaje de error en la rigidez a flexión y en la rigidez a torsión determinados por F. Sawko. Este porcentaje se expresa por la relación:

$$\%\ \text{error} = \frac{\text{rigidez de la barra curva} - \text{rigidez barra recta}}{\text{rigidez barra curva}} \times 100$$



PORCENTAJE DE ERROR EN LA RIGIDEZ A FLEXION

PORCENTAJE DE ERROR EN LA RIGIDEZ A TORSION

FIGURA - 37

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

De cara a la práctica, el procedimiento que se utiliza normalmente es el del emparrillado formado por barras rectas. Unicamente seria aconsejable el método de F. Sawko cuando los radios de curvatura en planta del tablero son muy pequeños y no se desea establecer muchas subdivisiones de las vigas longitudinales.

6.3. Tableros de forma cualquiera

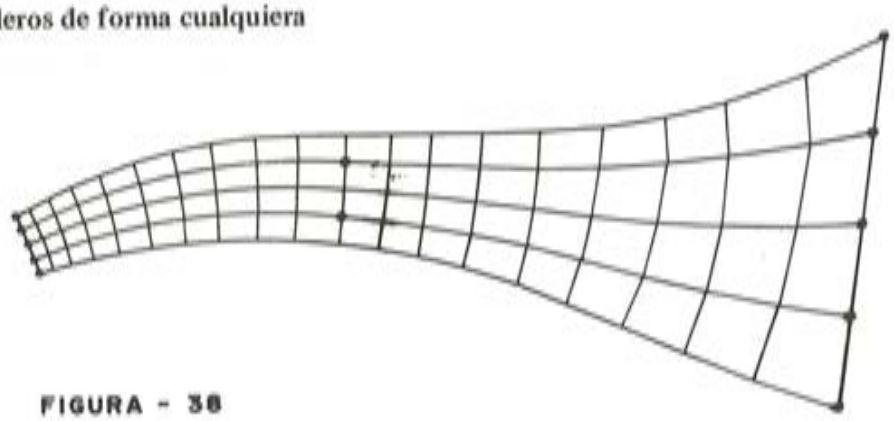


FIGURA - 38

La aplicación del método del emparrillado a tableros de puentes como el representado en la figura 38 debe realizarse a partir de un estudio detallado de su comportamiento resistente. Como normas generales de aplicación, además de las ya examinadas en las cosas normales, tendriamos:

1 – Las barras longitudinales del emparrillado deben pasar siempre por la situación definitiva de los apoyos, tanto interiores como del contorno.

2 – La disposición de las barras transversales deberá ser lo más perpendicular posible a las longitudinales, lo que determinará muchas veces trazados poligonales en planta.

3 – La relación entre los lados de los recuadros destacados por las barras longitudinales y transversales, deberá ser todo lo constante que sea posible dentro del emparrillado.

4 – En el caso de variación de canto a lo largo del puente, el proceso de colocación de las barras transversales deberá cuidar, además de las reglas anteriores, el hecho de que como las barras longitudinales del emparrillado suelen tener inercia constante en toda la longitud entre dos nodos, el número de subdivisiones deberá ser suficiente para una buena reproducción de la inercia longitudinal real. Figura 39.

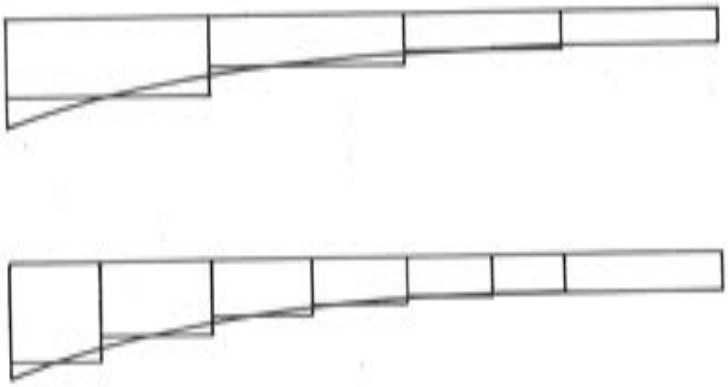


FIGURA - 39

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Resulta muy adecuado, de cara a asegurarse de la bondad del emparrillado para reproducir el comportamiento de este tipo de tableros, el realizar diversas pruebas de disposición de barras.

7. INTRODUCCION DE ACCIONES Y DEFORMACIONES EN EL EMPARRILLADO

De cara a obtener unos resultados correctos en el emparrillado es necesario introducir las solicitaciones exteriores de manera que la respuesta que esperamos pueda ser reproducida. Las cargas exteriores son de dos tipos, cargas verticales, debido a la actuación de la sobrecarga y cargas de pretensado. Las deformaciones impuestas que estudiaremos son las dilataciones o contracciones debidas a la temperatura y las debidas a la fluencia y retracción del hormigón. El tratamiento dado a este último problema será parcial pues no tendremos en cuenta el hiperestatismo interno que se produce entre la armadura activa o pasiva y el hormigón.

7.1. Cargas verticales

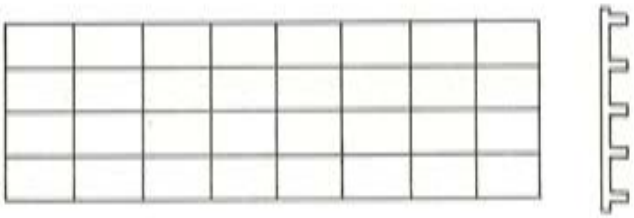


FIGURA - 40

Imaginemos un tablero de vigas como el representado en la figura 40.

7.1.1. Peso propio

Debemos descomponer el peso propio en dos partes. El peso propio de las vigas se debe introducir como carga uniformemente repartida en las vigas longitudinales mientras que el peso propio de la losa debe introducirse como carga uniformemente distribuida en las transversales. De esta manera conseguiremos que los resultados reproduzcan las flexiones en la losa.

Este procedimiento reproduce además la entrada de cargas reales, ya que el proceso constructivo, en este tipo de puentes, normalmente nos lleva a prefabricar las vigas y una vez lanzadas, hormigonar encima el tablero.

Es precisamente el proceso constructivo el que determina la manera en que se introducen las cargas de peso propio y la guía que deberemos seguir para aplicarlas correctamente.

Si en lugar de tener un puente de vigas tuviésemos un puente losa en el cual el hormigonado se realiza "in situ" y además no existe ninguna diferenciación física entre vigas longitudinales y transversales, la distribución de cargas de peso propio entre vigas longitudinales y transversales podrá realizarse de diversas maneras. La primera la representamos en la figura 41 a). Cada una de las vigas recibe las cargas triángulares de los rectángulos contiguos. Este procedimiento resulta un poco molesto de realizar ya que la entrada de datos es compleja. Resulta mucho más fácil introducir las cargas como uniformemente distribuido sobre las vigas transversales según figura 41 b). Esta distribución de cargas podría dar lugar a erro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

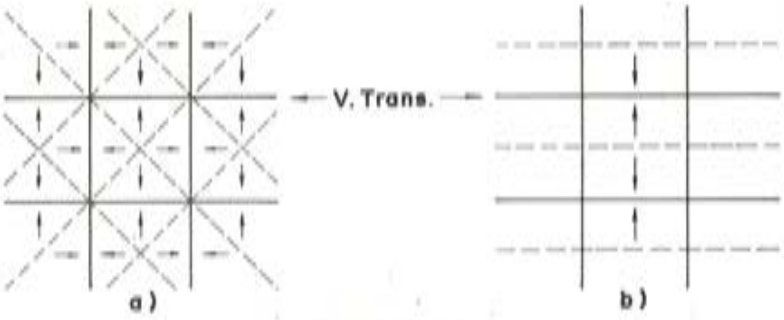


FIGURA - 41

res en las flexiones longitudinales en el caso de que el número de vigas transversales sea muy pequeño y por tanto la solicitación sobre las vigas longitudinales resultaría demasiado concentrada en pocos puntos. Sin embargo esto no suele ser corriente si se siguen las normas de distribución vigas del emparrillado que hemos estudiado.

7.1.2. Carga muerta

La carga muerta se dispone normalmente sobre las vigas transversales, lo que resulta evidente para el caso de un puente de vigas y para el caso de un puente losa estaríamos en el mismo caso que cuando hablábamos de peso propio.

7.1.3. Sobrecargas

De entre la sobrecargas hay que considerar por un lado el efecto de las cargas locales, y por otro el de la sobrecarga uniforme. Esta última no presenta ninguna particularidad respecto a las cargas muertas o de peso propio.

Las cargas puntuales presentan una problemática mucho más compleja.

En efecto si suponemos, en el mismo puente de vigas de la figura 40, la actuación de una carga puntual en el centro del vano entre dos vigas y suponemos los contornos de la losa

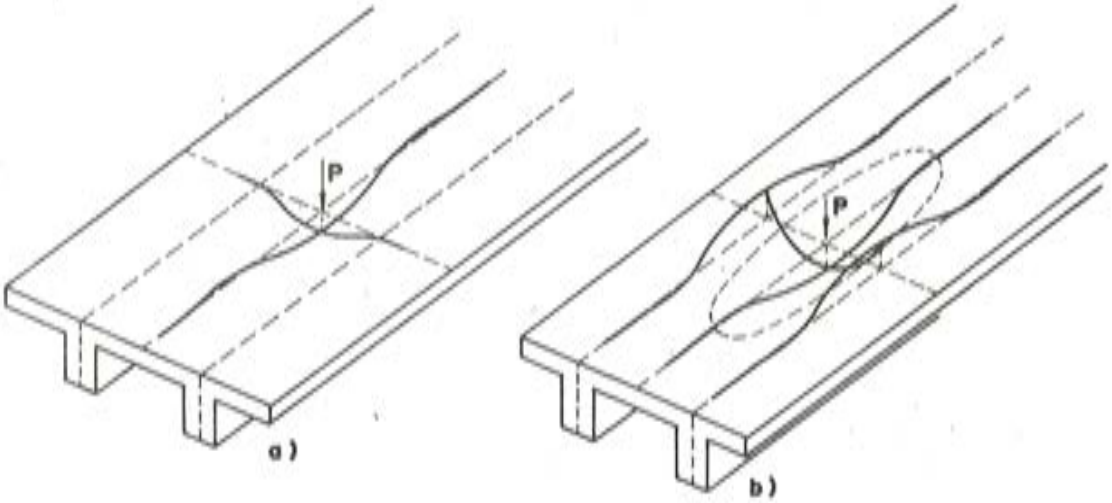


FIGURA - 42

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

rígidamente empotrados en las vigas longitudinales la carga puntual producirá una deformación como la representada en figura 42 a) y una ley de momentos flectores como la representada en figura 42 b).

Las reacciones sobre las vigas —momentos y cortantes— se deberán introducir en el emparrillado como solicitación y los resultados de este análisis añadírselo al estudiado en la figura 42.

Sin embargo este proceso, que es el más correcto, no suele realizarse así para los casos normales, por la complejidad de las expresiones de las reacciones sobre las vigas.

Si miramos el efecto de la carga puntual P, podríamos considerarla actuando sobre una viga transversal del emparrillado y en su misma situación figura 43. Eso supone considerar la carga como uniformemente repartida en el ancho de la viga transversal.

FIGURA - 43

También la solicitación sobre la viga longitudinal cambia, pero su efecto sobre el emparrillado, en los casos normales, no se diferencia mucho del que se obtendría introduciendo la solicitación de la figura 42 b). Unicamente cuando la losa entre las vigas longitudinales tienen una gran luz y las vigas son cortas, la concentración de momentos que supone este proceso puede dar lugar a errores de consideración. Por tanto para obtener el efecto de la carga puntual sobre la flexión generalizada del emparrillado podríamos considerarla aplicada en una viga transversal.

Por otro lado el efecto local sobre la losa —representado en la figura 42— puede obtenerse por medios de ábacos como los de Homberg o las fórmulas de Westergaad o Pucher o incluso un concepto más generalizado como el de ancho eficaz, el cual coincide bastante bien con el criterio utilizado para realizar el cálculo del emparrillado.

Naturalmente un cálculo directo puede establecerse discretizando localmente la zona de carga por una malla más tupida de vigas como indicábamos en 2.1., o acudir a otros procedimientos de discretación como puede ser utilizar elementos finitos tipo losa. Normalmente este tipo de cálculos no suele realizarse salvo en casos muy especiales.

7.2. Pretensado

Supongamos una zona de un dintel pretensado como el representado en la figura 44.

El pretensado introduce un conjunto de acciones en el hormigón formado: por cargas concentradas en las zonas donde existen anclajes, cuyo efecto, reducido al centro de gravedad, equivale a un par, una fuerza axil y otra vertical; unas cargas verticales ascendentes o descendentes según sea la curvatura del cable y un conjunto de fuerzas axiles

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

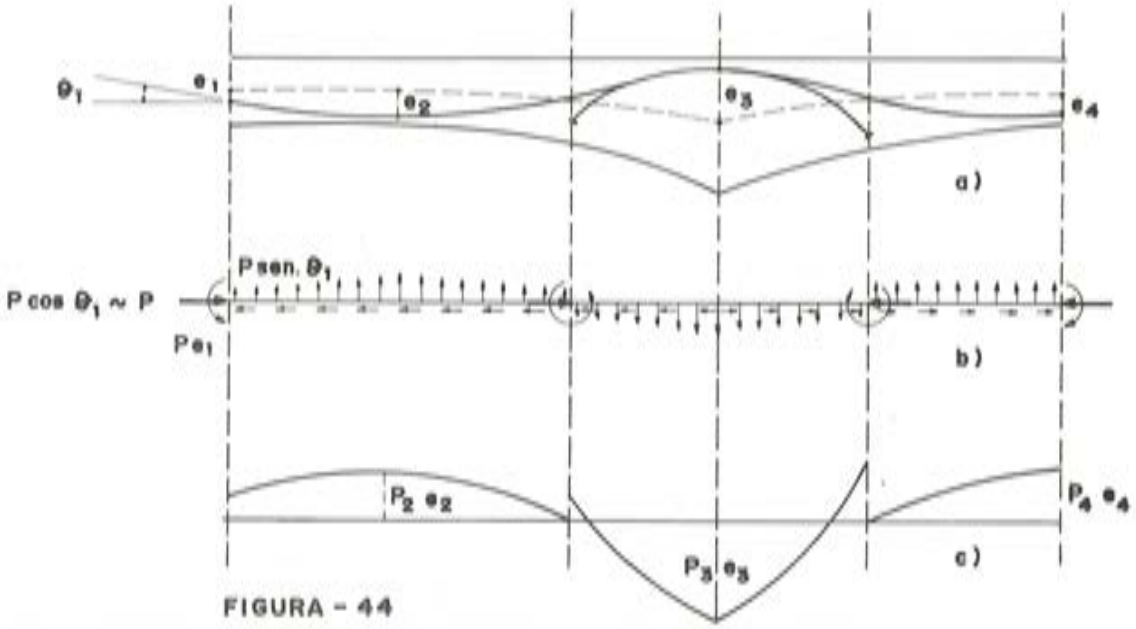


FIGURA - 44

correspondientes a las pérdidas de pretensado por rozamiento. Figura 44 b).

El efecto de todas estas cargas en una estructura con libertad de deformación equivale a una ley de momentos flectores –isostáticos– cuyo valor en cada punto equivale a figura 44 c).

$$M_i = P_i \, e_i$$

donde P_i es el valor de la fuerza de pretensado en el punto i y e_i es la excentricidad respecto a la fibra media de dicho pretensado, y además a un conjunto de esfuerzos axiales cuyo valor en i es igual a:

$$P_i$$

En el caso de que la estructura sea hiperestática, la deformación libre que hemos supuesto estará coartada y por tanto la ley de momentos flectores de la figura 44 cambiará. Para obtenerla podemos proceder de dos maneras.

La primera consistiría en deducir el valor de las fuerzas que aparecen en la figura 44 b) e introducirlas como acciones en la estructura. La determinación de estos valores es muchas veces compleja pues supone la obtención previa de los radios de curvatura del cable.

El segundo procedimiento es mucho más simple. Si conocemos la ley de momentos flectores isostáticos, podemos aproximarla por una poligonal al dividir la viga en un conjunto

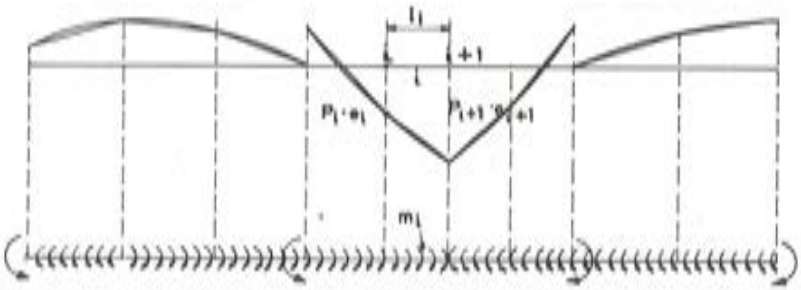


FIGURA - 45

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

de segmentos, que serán las correspondientes a la discretización realizada en el emparrillado. Para obtener esa ley de momentos flectores bastará introducir en cada barra una solicitación formada por unos pares uniformemente repartidos y que en la barra *i* tomarán el valor:

$$m_i = \frac{P_{i+1}\, e_{i+1} - P_i\, e_i}{\ell_i}$$

Las discontinuidades producidas en la ley, por la aparición de anclajes, se obtienen introduciendo un par concentrado cuyo valor es P.e., siendo P la fuerza de anclaje y e la excentricidad de dicho anclaje.

Con esta solicitación, muy fácil de obtener, podemos cargar la estructura hiperestática y los esfuerzos que obtengamos son la ley de momentos flectores reales.

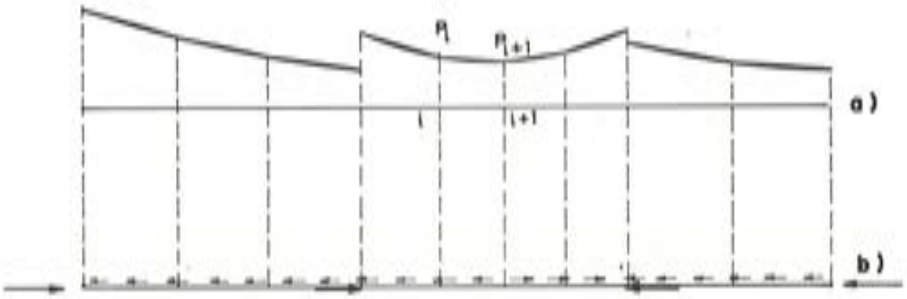


FIGURA - 46

Con las fuerzas axiles del pretensado podemos hacer lo mismo. Si la ley de esfuerzos axiles de pretensado es la representada en figura 46 a), podemos obtenerla sin más que introducir en cada anclaje la fuerza concentrada que se la aplica y a lo largo de cada barra una carga horizontal uniformemente repartida cuyo valor es:

$$p = \frac{P_{i+1} - P_i}{\ell_i}$$

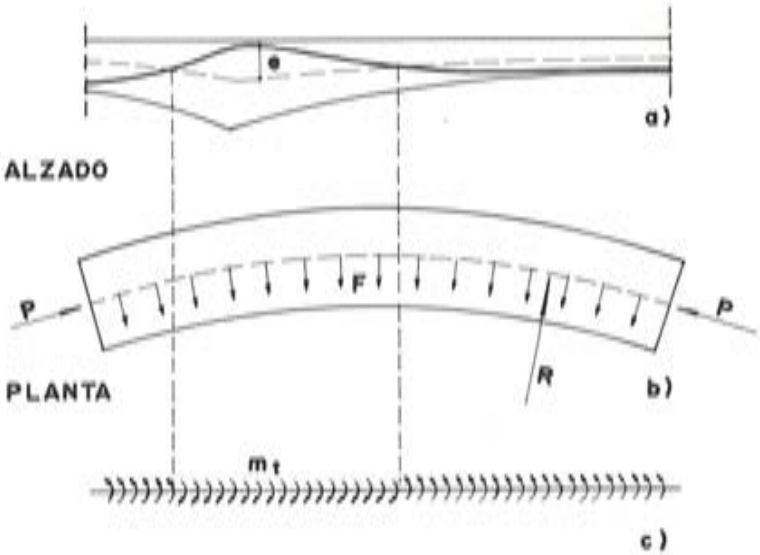


FIGURA - 47

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Generalmente este segundo cálculo no suele realizarse salvo en el caso de que la estructura sea hiperestática a los movimientos horizontales, lo cual es muy poco frecuente.

En el caso de que el tablero sea curvo en planta, el pretensado introduce un efecto nuevo.

Bajo la curvatura en planta el pretensado produce una componente horizontal igual al valor de la fuerza de pretensado partido por el radio de curvatura en planta

$$F = \frac{P}{R}$$

y un momento torsor cuyo valor es

$$m_T = \frac{P}{R} e$$

Por tanto si discretizamos la viga, como en el caso anterior, en cada barra *i* se debe introducir una carga horizontal cuyos valores extremos son $\frac{P_i}{R_i}$ y $\frac{P_{i+1}}{R_{i+1}}$

FIGURA - 48

y una ley de acciones torsoras trapecial cuyos valores extremos son $\frac{P_i}{R_i} e_i$ y $\frac{P_{i+1}}{R_{i+1}} e_{i+1}$

Como resumen podemos decir, que para introducir el pretensado en cada barra del emparrillado se solicita a éste bajo las siguientes cargas.

1 — Una ley de pares flectores uniformemente repartidas cuyo valor es:

$$m_i = \frac{P_{i+1}\, e_{i+1} - P_i\, e_i}{\ell_i}$$

2 — Un par flector concentrados en cada punto donde exista anclaje, cuyo valor es:

$$M = P\, e$$

siendo P la fuerza en el anclaje y e la excentricidad del anclaje.

3 — Se estudiará el efecto de las fuerzas axiles en el caso de que el emparrillado este coaccionado a los movimientos horizontales. En este caso se introducirá una carga horizontal en cada anclaje de valor P (fuerza en el anclaje) y una serie de cargas axiles uniformemente repartidas de valor:

$$P_i = \frac{P_{i+1} - P_i}{\ell_i}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4 – En el caso de que el puente sea curvo en planta a la barra i se le introducirá una ley de pares torsores con distribución trapecial cuyos valores límites son $P_i\ e_i/R_i$ y $P_{i+1}\ e_{i+1}/R_{i+1}$ siendo R_i y R_{i+1} el radio de curvatura en planta en los nodos i e i + 1 y e_i y e_{i+1} los valores de las excentricidades de los cables respecto al centro de gravedad de los mismos nodos.

5 – Se introducirá unas fuerzas radiales horizontales en la barra i, con una distribución trapecial y cuyos valores extremos son P_i/R_i y P_{i+1}/R_{i+1}.

6 – Las fuerzas P del punto 3 estarán en el caso del puente curvo posicionadas en planta.

En el caso de tablero recto, el pretensado suele ser uniforme en sección transversal, lo que produce una deformación cilíndrica sin reparto transversal. En este caso no resulta necesario hacer un cálculo como el anterior si las vinculaciones externas son isostáticas. En el caso de que el tablero sea recto y continuo, el hiperestatismo del pretensado puede abordarse como una viga continua.

Sin embargo, en el caso de tableros con geometrías en plantas oblícuas, curvas, trapeciales, etc., el pretensado es una solicitación más y deberá obtenerse su efecto por medio de un proceso como el examinado, aplicado sobre el emparrillado que discretiza el tablero.

Así como veíamos que para determinar la forma de aplicación del peso propio es necesario conocer el proceso constructivo, para el caso del pretensado este mismo proceso es determinante. Si un puente oblícuo esta formado por vigas pretensadas prefabricadas, la componente elástica del pretensado no actuará sobre el puente oblícuo sino sobre las vigas cuando aun estan independizadas. Sin embargo, si se trata de una losa hormigonada "in situ" el efecto del pretensado actuará desde el principio con el hiperestatismo proporcionado por la geometría oblícua del tablero.

En cambio para los efectos de la deformación diferida del hormigón por fluencia y retracción, la geometría hiperestática del tablero está presente en uno y otro caso.

7.3. Acciones de Temperatura

Las variaciones de la temperatura dentro de la masa del hormigón se desarrollan debido a dos efectos a) variaciones de temperatura debidas al calor de hidratación b) variaciones térmicas debidas a los cambios de las temperaturas ambientales.

Durante el proceso de hidratación del cemento, se desarrolla en la masa del hormigón un incremento de temperatura, la cual escapa en proporción inversa al cuadrado de su menor dimensión. Este hecho determina una variación de las condiciones de temperatura dentro de la masa del hormigón que producen un estado tensional interno en el caso de que las deformaciones de la pieza esten coartadas o la ley de variación de temperatura dentro de la masa del hormigón no sea lineal.

Esto suele ocurrir generalmente en piezas gruesas en las que si se produce un enfriamiento en las caras en contacto con el ambiente ocasionará un acortamiento de dichas caras, el cual tiende a ser impedido por el interior más caliente. Estas coacciones mutuas producen un estado de tensiones de tracción en las caras exteriores que se equilibra por un estado de compresión, en el interior. Cuando las deformaciones de tracción exteriores sobrepasen las correspondientes a las de rotura del hormigón se produce una fisuración exterior. Este fenómeno se acentúa cuanto mayor es el espesor de la pieza o cuanto menor es la conductividad del hormigón, como ocurre en el caso de utilizar hormigón ligero. En el caso de elementos de hormigón delgados este fenómeno tiene poca importancia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

De la misma manera el hormigón del tablero esta expuesto a las variaciones diarias y estacionales de la temperatura ambiental. Bajo estas temperaturas variables no es posible obtener un estado estacionario en la conducción del calor a través de la sección, lo cual solo es posible cuando las temperaturas exteriores son constantes. Por tanto aparecen dos factores que influyen determinantemente en las temperaturas interiores. El primero es el tiempo de retraso de la penetración de las fluctuaciones de las temperaturas exteriores dentro del cuerpo del hormigón. El segundo es la atenuación de su intensidad con la distancia de un punto a la cara del hormigón calentada.

El primer factor depende de la frecuencia del cambio de las temperaturas y de las propiedades térmicas del hormigón tales como conductividad y calor específico. La atenuación de la amplitud de las temperaturas exteriores a varias distancias de las caras es tal que los cambios rápidos de temperaturas penetran muy poco en el cuerpo del hormigón. Por ejemplo, para ciclos de temperatura con amplitud diaria se atenuan al 28 por 100 de su valor a solo 15 cm. del exterior. A esos mismos centímetros una amplitud de 7 días se reduce al 62 por 100 y con amplitudes de 90 días se reducen al 88 por 100.

Esto hace que utilizar las temperaturas punta, que únicamente se producen pocas horas, es excesivamente desfavorable.

De cualquier manera una sección de hormigón estará sometida en general a una ley de temperaturas como la representada en la figura 49 b). Si la pieza está totalmente constreñida esta ley de temperaturas dará lugar a un estado tensional como el representado en figura 49 c) y cuyo valor será:

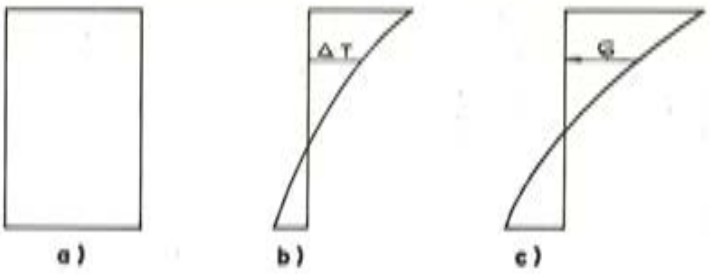


FIGURA - 49

$$\sigma = E\,K\,\Delta T$$

Este estado tensional podemos descomponerlo en tres partes:

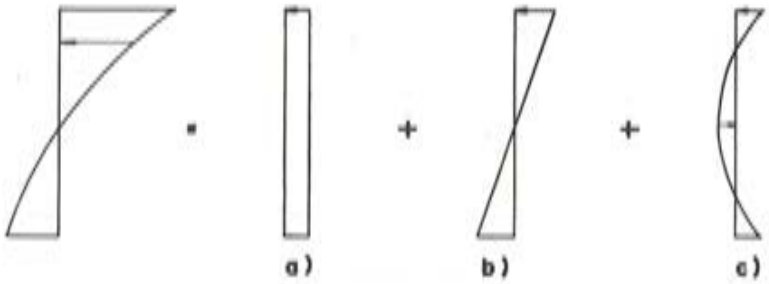


FIGURA - 50

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1°) Un estado tensional uniforme figura 50 a), obtenido por la expresión

$$\sigma_{med} = \int_0^d \frac{\sigma \, b \, dz}{Area}$$

lo que produce, en el caso de liberar la pieza axilmente, un corrimiento longitudinal de la misma.

2°) Un estado tensional correspondiente a un momento flector cuyo valor es obtenido por:

$$M = \int_0^d \sigma \, b \, z \, dz$$

Siendo σ en este caso el estado tensional resultante del inicial menos el correspondiente a haberle restado el que produce un acortamiento o alargamiento axil. Figura 50 b).

3°) Si nosotros liberamos la pieza al corrimiento axil y al giro, quedará un estado tensional que es el 50 c), cuya resultante y momento es nulo. Es decir si nosotros establecemos la permanencia de las secciones planas en la dilatación de la pieza, una liberación de las coacciones exteriores a la dilatación no anula el estado tensional interno sino que se produce en él un estado tensional con resultante y momento nulo que permanecerá en la pieza. Este efecto se debe tanto a la variación del calor de hidratación dentro de la pieza, como al hecho de que salvo para el caso de piezas delgadas el gradiente de temperatura en el interior de la pieza, como consecuencia de los cambios ambientales, no es lineal.

En el caso de que la variación de temperatura a través de la pieza sea lineal, las tensiones de la figura 50 c) desaparecen.

El tratamiento de los esfuerzos producidos por la temperatura en una estructura compleja discretizada por una emparrillado se realiza de la manera siguiente:

A) Cada barra del emparrillado se supone rigidamente empotrada en unos apoyos virtuales que se introducen en los extremos de la barra. En dichos apoyos aparecerán un esfuerzo axil y un momento flector que son los obtenidos en los puntos 1°) y 2°) del párrafo anterior. La deformación del elemento bajo el efecto de temperatura y las coacciones externas será nulo.

Estos esfuerzos son los que representamos en [2] como:

$$(F)^a_{e_0}$$

B) Estos esfuerzos de empotramiento perfecto, introducidos artificialmente en cada barra de la estructura, se introducen en el emparrillado completo con signo contrario. Según la ecuación [2]

$$0 = [K] \, (\delta) + (F)^a_{e_0} \longrightarrow - (F)^a_{e_0} = [K] \, (\delta)$$

Con estos esfuerzos calculamos la estructura y obtenemos un estado de deformación y de esfuerzos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

C) El estado tensional y el de deformación real de la estructura será la suma de los estados tensionales y de deformación obtenidos en A) y B).

Por ejemplo veamos el efecto de este cálculo en una viga apoyada y sometida a una diferencia de temperatura entre su cara superior e inferior.

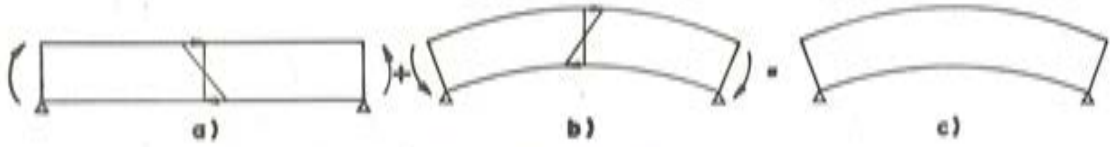


FIGURA - 51

En la figura 51 a), tenemos el estado tensional y el de deformación de la viga bajo la temperatura y el empotramiento perfecto. Punto A). En la figura 51 b) tenemos el estado tensional y de deformación obtenido en la estructura cuando le introducimos un momento en los extremos igual y contrario al de empotramiento perfecto. Punto B). En la figura 51 c), tenemos la suma de los dos anteriores que nos proporciona la deformación de temperatura y un estado tensional cero.

Naturalmente en un caso tan simple como el representado no es necesario realizar estas dos etapas. Sin embargo, con un tablero oblícuo o curvo será necesario establecer este proceso para obtener la respuesta real.

7.4. Deformaciones de fluencia y retracción

El hormigón de los puentes sufre deformaciones diferidas como consecuencia de la fluencia y la retracción. Dichas deformaciones que se desarrollan en el tiempo según determinadas leyes, determinarán un estado tensional en aquellos casos que estas deformaciones esten impedidas.

Para determinarlas es de capital importancia examinar el proceso constructivo del puente que determina la historia de formación de la obra.

Nosotros podemos obtener un tablero de puente por prefabricación de unas vigas pretensadas en parque y posterior hormigonado de las mismas sobre las pilas. Podremos darles o no continuidad estructural y estar distribuidas en planta recta, oblícua o curva. En cualquiera de estos casos, la edad de puesta en carga de los distintos hormigones varía y el sistema estructural donde se encuentra varia también.

Como consecuencia de ello, las deformaciones de los distintos hormigones se coartan mutuamente y dicha coacción se organiza según la configuración resistente del tablero en dicho momento, lo que determinará la aparición de una serie de esfuerzos hiperestáticos que habrá que tenerse en cuenta.

A este hiperestatismo que podríamos denominar externo se añade otro interno como consecuencia de las coacciones que experimenta el hormigón por la presencia de armadura activa y pasiva en su interior.

El conjunto de problemas que presenta esta problemática en los puentes, es múltiple, entre los que podriamos citar por ejemplo, las pérdidas de pretensado de la armadura activa, el intercambio de esfuerzos entre losa de hormigón y vigas prefabricadas, momentos hi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

perestáticos que se producen en los puentes prefabricados convertidos en continuos, intercambio de esfuerzos en puentes continuos construidos en tramos que van de cuarto a cuarto de luz, tableros oblícuos formados por vigas pretensadas, etc. En todos estos fenómenos lo que buscamos es la redistribución de esfuerzos por fluencia y retracción.

Existe un segundo tipo de problemas en los que además de la redistribución de esfuerzos buscamos el control de flechas como corresponde a puentes de voladizos sucesivos.

Examinar la determinación de esfuerzos en todos estos casos se sale fuera del alcance de este trabajo y ya habrá hora de tratarlos con precisión. Lo que nos importa ahora es tratar los problemas de fluencia y retracción involucrados con los cambios en el mecanismo resistente del tablero durante su formación, haciendo abstracción de los restantes problemas de hiperestatismo interno. En un buen tratamiento del problema ambos fenómenos estan interrelacionados y por tanto no se pueden tratar independientemente, sin embargo en aquellos casos en que las cuantías de armadura activa y pasiva no es muy importante y no existen hormigones diferentes en una misma sección, puede despreciarse su presencia de cara a obtener la redistribución general de esfuerzos.

Las hipótesis que vamos a establecer respecto a la deformación por fluencia y retracción del hormigón son las expresadas en la instrucción española para obras de hormigón armado:

$$\epsilon_t = \beta_t \, \epsilon_0$$

$$\varphi_t = \varphi_0 \, (\beta_t - \beta_j) + 0{,}4 \, \beta'_{t-j}$$

Estas hipótesis establecen que cualquier hormigón, en función de su edad de puesta en carga, tiene una determinada curva de deformación en el tiempo.

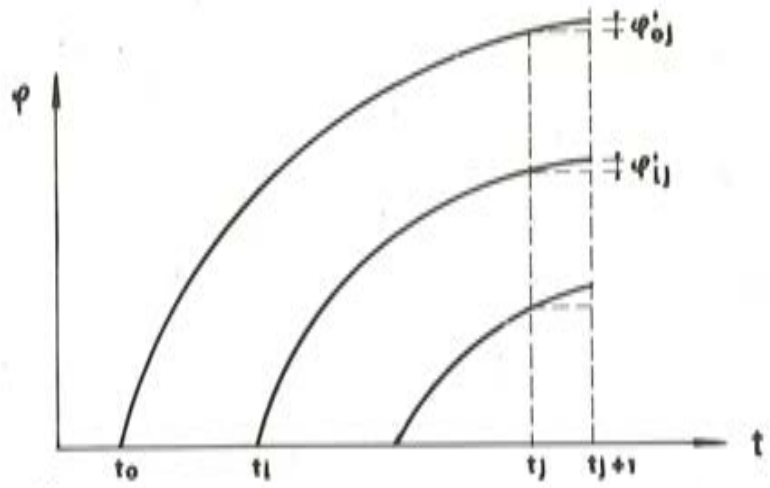


FIGURA - 52

Por ejemplo para un determinado hormigón existirá un haz de curvas de fluencia, una para cada tiempo de puesta en carga. Figura 52. Para poder afrontar el problema de la determinación de esfuerzos en una estructura hiperestática de un modo general, un planteamiento continuo del problema da lugar a un complejo conjunto de ecuaciones integrales de difícil solución. Sin embargo, podemos tratar el problema con toda la precisión que queramos si discretizamos el tiempo total en un conjunto de intervalos finitos. Así por ejemplo un momento m_i aplicado a ese hormigón en el tiempo t_i producirá un giro de la sección por fluencia en el intervalo $(t_{j+1} - t_j)$ cuyo valor será:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$\theta_i = \frac{m_i}{EI} \varphi'_{ij}$$

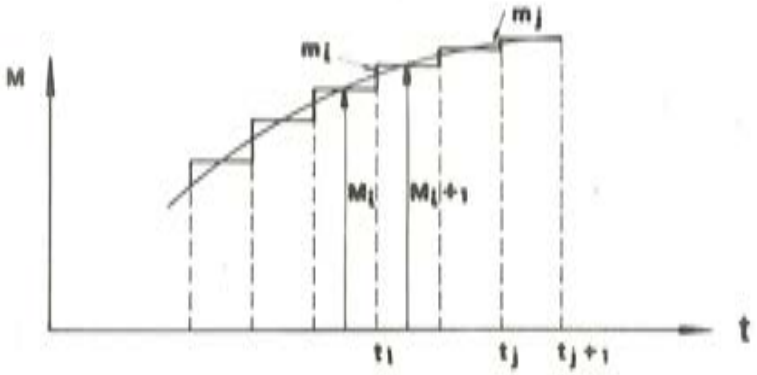


FIGURA – 53

En general dicha sección, estará sometida a una ley de momentos variables en el tiempo como la representada en la figura 53. En el intervalo de tiempo $t_{i+1} - t_i$ la ley variará de M_i a M_{i+1}. En lugar de suponer una ley continua suponemos una ley discreta en la que durante el intervalo $t_{i+1} - t_i$ se produce un momento:

$$m_i = M_{i+1} - M_i$$

Por tanto el giro de la sección en el intervalo J será:

$$\theta_j = \sum_{i=0}^{i=j} \frac{m_i}{EI} \varphi'_{ij}$$

De la misma manera bajo los esfuerzos axiles, el acortamiento que experimentará será

$$\delta_j = \sum_{i=0}^{i=j} \frac{n_i}{EA} \varphi'_{ij} + \Delta e_j$$

donde Δe_j es el valor de la retracción de ese hormigón durante el intervalo $t_{j+1} - t_j$. Si tenemos además momentos torsores el giro será:

$$\varphi_j = \sum_{i=0}^{i=j} \frac{m_{Ti}}{G I_T} \varphi'_{ij}$$

Si suponemos conocido los valores m_i, n_i y m_{Ti} hasta el intervalo j y queremos obtener los que se producen en el intervalo j + 1, no tenemos sino proceder de la misma manera a como veíamos en 7.3. para la deformación de la temperatura.

Suponemos cada una de las barras en las que se discretiza la estructura empotrada rígidamente en apoyos ficticios. Nosotros podremos obtener los esfuerzos de empotramiento perfecto que se producirán para impedir la deformación por fluencia y retracción:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$M_j = \sum_{i=0}^{i=j} m_i \varphi'_{ij}$$

$$N_j = \sum_{i=0}^{i=j} n_i \varphi'_{ij} + E A \Delta e_j$$

$$M_{Tj} = \sum_{i=0}^{i=j} m_{Ti} \varphi'_{ij}$$

Estos esfuerzos corresponden a $\{F\}^a_{e_0}$ del apartado A de 7.3. A continuación se procede como en el punto B de 7.3. y por último el punto C.

De esta manera podremos obtener el valor incremental m_{j+1}, n_{j+1}, M_{Tj+1}. Si partimos así desde el instante t_0, podremos obtener la evolución de la curva de los esfuerzos hiperestáticos externos producidos por la coacción de la estructura a las deformaciones de fluencia y retracción.

Las pérdidas de pretensado pueden tenerse en cuenta suponiendo que se conoce la curva de tensión en el tiempo y discretizándola como hemos visto en la ley general de esfuerzos. Esta curva podría obtenerse en un planteamiento elemental de la fluencia en cada una de las secciones del tablero. Naturalmente es imposible conocerla con rigor si no es introduciendo el hiperestatismo interno de deformación del hormigón en el planteamiento general, pero de cara a la mayoría de los problemas y siempre que, como hemos dicho, la cuantía no sea muy importante, el error cometido con esta disociación del problema general no es importante.

8. ARMADO DE LOSAS DE ACUERDO CON UN PREDETERMINADO CAMPO DE MOMENTOS

Del estudio de los apartados anteriores determinamos el campo de momentos flectores y torsores a que esta solicitado un punto de la losa.

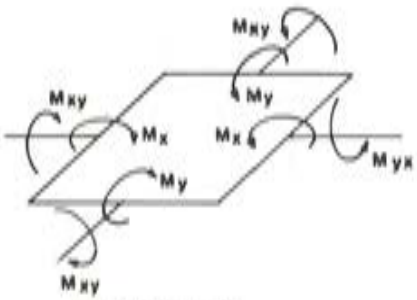


FIGURA - 54

Estos esfuerzos nos proporcionan en cada punto los momentos flectores principales M_I y M_{II}, y sus direcciones correspondientes, en los cuales podríamos distribuir la cuadrícula de armadura. Sin embargo, seguir las direcciones de los momentos principales con armadura resulta muy caro. Por esta razón se han establecido métodos para determinar la cuantía de los momentos flectores, que actuando sobre dos direcciones fijas, cubren con seguridad el campo de momentos determinado por M_x, M_y y M_{xy}.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El método que vamos a utilizar ha sido puesto a punto por R.H. Wood y G.S.T. Armer.

8.1. Reglas para disponer la armadura según dos direcciones ortogonales

Sean M_x, M_y y M_{xy} los momentos flectores y torsores que nos proporciona el cálculo en un punto cualquiera. Buscamos un par de esfuerzos M_x^* y M_y^* con los cuales dimensionar la armadura y que cubran todas las posibles momentos creados por M_x, M_y y M_{xy} en cualquier dirección.

Si suponemos dos direcciones cualesquiera n y t tendremos que los esfuerzos según ellos serán:

$$
\begin{aligned}
M_n &= M_x \cos^2\theta + M_y \operatorname{sen}^2\theta - 2\, M_{xy} \operatorname{sen}\theta \cos\theta \\
M_t &= M_x \operatorname{sen}^2\theta + M_y \cos^2\theta + 2\, M_{xy} \operatorname{sen}\theta \cos\theta \qquad [10] \\
M_{nt} &= (M_x - M_y) \operatorname{sen}\theta \cos\theta + M_{xy} (\cos^2\theta - \operatorname{sen}^2\theta)
\end{aligned}
$$

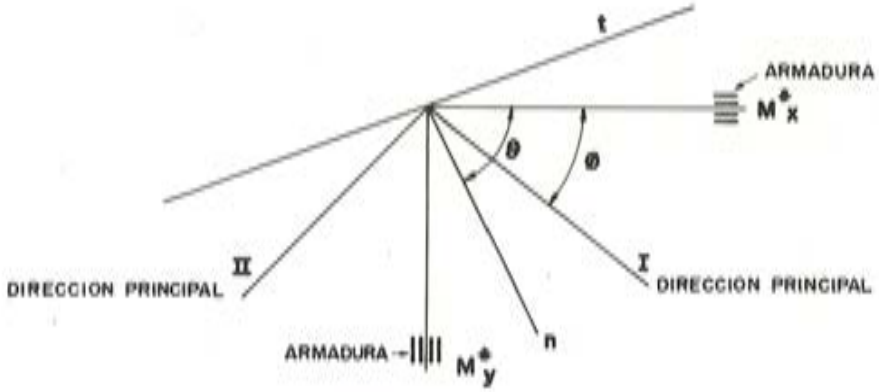


FIGURA - 55

Si nosotros suponemos conocido M_x^* y M_y^* ocurrirá que la componente de estos esfuerzos sobre las direcciones n y t serán:

$$
\begin{aligned}
M_n &= M_x^* \cos^2\theta - M_y^* \operatorname{sen}^2\theta \\
M_t &= M_x^* \operatorname{sen}^2\theta - M_y^* \cos^2\theta \qquad [11] \\
M_{nt} &= (M_x^* - M_y^*) \operatorname{sen}\theta \cos\theta
\end{aligned}
$$

Las condiciones que debemos establecer es que los resultados obtenidos por [11] sean mayores o iguales que los obtenidos en [10].

Con estas condiciones Wood obtiene los siguientes valores.

a) Armadura inferior

$$
\begin{aligned}
M_x^* &= M_x + |M_{xy}| \\
M_y^* &= M_y + |M_{xy}|
\end{aligned}
\qquad [12]
$$

donde M_x y M_y son positivos si dan tracciones en la parte inferior de la losa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En el caso de que en las ecuaciones [12] los valores de M_x^* o M_y^* salgan negativos, entonces las reglas anteriores cambian. El valor que sale nagativo se hace cero y el que vale positivo valdrá:

$$\left.\begin{aligned} M_x^* &= M_x + \left|\frac{M_{xy}^2}{M_y}\right| \\ M_y^* &= 0 \end{aligned}\right\} \text{Para } M_y^* < 0 \text{ en [12]}$$

ó

$$\left.\begin{aligned} M_x^* &= 0 \\ M_y^* &= M_y + \left|\frac{M_{xy}^2}{M_x}\right| \end{aligned}\right\} \text{Para } M_x^* < 0 \text{ en [12]}$$

En el caso de que tanto M_x^* como M_y^* salgan negativos, entonces no es necesario disponer armadura inferior.

b) Armadura superior

$$\begin{aligned} M_x^* &= M_x - |M_{xy}| \\ M_y^* &= M_y - |M_{xy}| \end{aligned} \qquad [13]$$

donde se establece la misma convención de signos para M_x y M_y que en el apartado a). También, como en el caso anterior, si uno de los dos valores de [13] sale positivo entonces:

$$\left.\begin{aligned} M_x^* &= M_x - \left|\frac{M_{xy}^2}{M_y}\right| \\ M_y^* &= 0 \end{aligned}\right\} \text{Para } M_y^* > 0 \text{ en [13]}$$

ó

$$\left.\begin{aligned} M_x^* &= 0 \\ M_y^* &= M_y - \left|\frac{M_{xy}^2}{M_y}\right| \end{aligned}\right\} \text{Para } M_x^* > 0 \text{ en [13]}$$

En el caso de que M_x^* y M_y^* salgan positivos en [13] no es necesario colocar armadura superior.

8.2. Reglas para disponer la armadura según dos direcciones oblícuas

En algunos casos, como en el de los puentes oblícuos, puede ser interesante disponer la armadura según dos direcciones oblícuas. En este caso la armadura que es necesario colocar según estas direcciones viene dada por las fórmulas siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

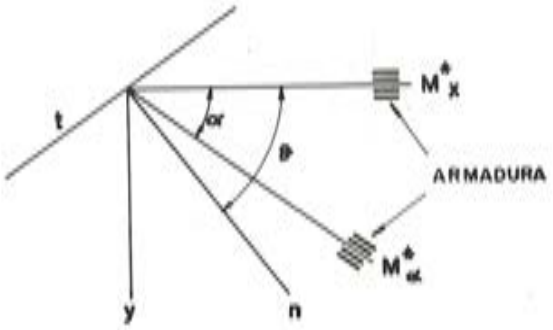


FIGURA - 56

a) Armadura inferior

$$M^*_x = M_x + 2\,M_{xy}\,\text{cotg}\,\alpha + M_y\,\text{cotg}^2\alpha + \left|\frac{M_{xy} + M_y\,\text{cotg}\,\alpha}{\text{sen}\,\alpha}\right|$$

$$M^*_\alpha = \frac{M_y}{\text{sen}^2\alpha} + \left|\frac{M_{xy} + M_y\,\text{cotg}\,\alpha}{\text{sen}\,\alpha}\right| \qquad [14]$$

En el caso de que alguno de los dos valores sea menor que cero en [14], las expresiones quedarán:

$$\left.\begin{aligned} M^*_x &= 0 \\ M^*_\alpha &= \frac{1}{\text{sen}^2\alpha}\left(M_y + \left|\frac{(M_{xy} + M_y\,\text{cotg}\,\alpha)^2}{M_x + 2\,M_{xy}\,\text{cotg}\,\alpha + M_y\,\text{cotg}^2\alpha}\right|\right) \end{aligned}\right\} \text{Para } M^*_x < 0 \text{ en [14]}$$

ó

$$\left.\begin{aligned} M^*_x &= M_x + 2\,M_{xy}\,\text{cotg}\,\alpha + M_y\,\text{cotg}^2\alpha + \left|\frac{(M_{xy} + M_y\,\text{cotg}\,\alpha)^2}{M_y}\right| \\ M^*_\alpha &= 0 \end{aligned}\right\} \text{Para } M^*_\alpha < 0 \text{ en [14]}$$

b) Armadura superior

$$M^*_x = M_x + 2\,M_{xy}\,\text{cotg}\,\alpha + M_y\,\text{cotg}^2\alpha - \left|\frac{M_{xy} + M_y\,\text{cotg}\,\alpha}{\text{sen}\,\alpha}\right|$$

$$M^*_\alpha = \frac{M_y}{\text{sen}\,\alpha} - \left|\frac{M_{xy} + M_y\,\text{cotg}\,\alpha}{\text{sen}\,\alpha}\right| \qquad [15]$$

Para los casos en que alguno de estos valores sea positivo se tiene:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$$\left.\begin{aligned} M_x^* &= 0 \\ M_\alpha^* &= \frac{1}{\operatorname{sen}^2\alpha}\left(M_y - \left|\frac{(M_{xy} + M_y \operatorname{cotg}\alpha)^2}{M_x + 2\,M_{xy}\operatorname{cotg}\alpha + M_y \operatorname{cotg}^2\alpha}\right|\right) \end{aligned}\right\} \text{Para } M_x^* > 0 \text{ en [15]}$$

ó

$$\left.\begin{aligned} M_x^* &= M_x + 2\,M_{xy}\operatorname{cotg}\alpha + M_y \operatorname{cotg}^2\alpha - \left|\frac{M_{xy} + M_y \operatorname{cotg}^2\alpha}{M_y}\right| \\ M_\alpha^* &= 0 \end{aligned}\right\} \text{Para } M_\alpha^* > 0 \text{ en [15]}$$

9. APLICACION DEL METODO DEL EMPARRILLADO PARA EL CALCULO DE TABLEROS ALIGERADOS EN LOS QUE NO PUEDA DESPRECIARSE LA DISTORSION

En el capítulo 4 hemos examinado la utilización del método del emparrillado para el cálculo de tableros alveolares, con aligeramientos circulares o cuadrados. La condición que imponíamos allí era que la rigidez de la sección transversal fuese suficiente para que la deformación por distorsión fuese despreciable.

Sin embargo, cuando las paredes de la sección alveolar son delgadas este tipo de deformación no puede despreciarse.

El límite del aligeramiento que determinábamos como frontera entre ambos estados era el de que la parte hueca no superase el 60 por 100 del área de la sección total. Sin embargo este criterio es demasiado simplista. La distorsión depende no solo de las condicione de rigidez de la sección transversal sino también de la relación ancho/luz del tablero y del tipo de solicitación a que está sometido.

Para abordar este problema con rigor es necesario acudir a la teoría de las laminas plegadas, a la analogía de la viga sobre fundación elástica, o a una discretización espacial del tablero por medio de elementos finitos superficiales. Sin embargo, la simplicidad que supone el método del emparrillado, la universalidad de su aplicación a tableros de inercia variable, etc., hace que en determinados casos y sin esperar una perfecta reproducción del fenómeno resistente que se desarrolla en un tablero muy aligerado, pueda obtenerse una aproximación aceptable.

Este método es la replica, al que se utiliza en el método de las losas ortotropas, para calcular tableros en los cuales no puede despreciarse la distorsión.

9.1. Descomposición de la deformación de un tablero alveolar

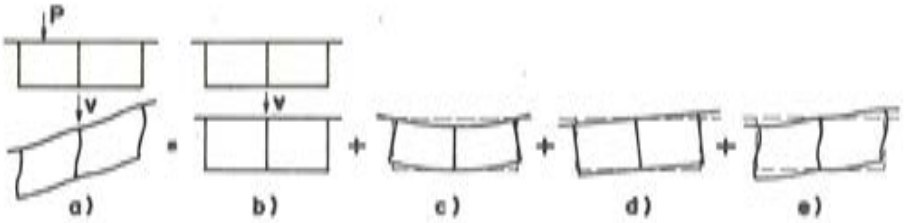


FIGURA - 57

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Si solicitamos a una sección cajón bajo una carga excéntrica (figura 57 a) la deformación resultante podemos descomponerla en cuatro partes, las cuales nos van a proporcionar la guía para determinar las condiciones que debemos imponer al emparrillado.

En la figura 57 b) tenemos una deformación cilíndrica por flexión con indeformabilidad de la sección transversal. Una deformación de la sección transversal por flexión (figura 57 c). Un giro de la sección correspondiente a la torsión longitudinal del tablero (figura 57 d) y por último la distorsión de la sección, o deformación tipo Vierendel (figura 57 e).

Vamos a examinar sucesivamente como reproducir con el emparrillado estas cuatro deformaciones. Pero previamente dispondremos las barras del emparrillado.

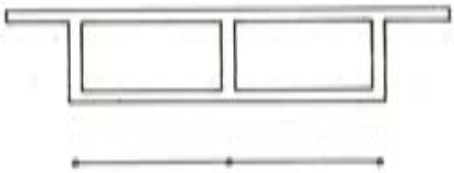


FIGURA - 58

Las barras longitudinales se colocan coincidentes con las almas de la sección alveolar, una por cada alma. Las transversales se disponen siguiendo las condiciones que hemos visto en apartados anteriores. Su separación nunca deberá ser mayor que 1/4 de la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada longitudinal del tablero.

9.2. Flexión longitudinal (Figura 57 b)

FIGURA - 59

Para determinar las características de las vigas longitudinales del emparrillado podemos dividir la sección cajón como aparece en la figura 59 a) o figura 59 b).

En el primer caso al dividir el cajón por el punto medio entre las almas puede ocurrir que los centros de gravedad de cada una de las vigas no sean coincidentes en altura. Este hecho ocasionará la aparición de un conjunto de tensiones tangenciales en las losas superior e inferior que tenderían a eliminar el desplazamiento relativo que se produciría entre ellas según aparece en la figura 60.

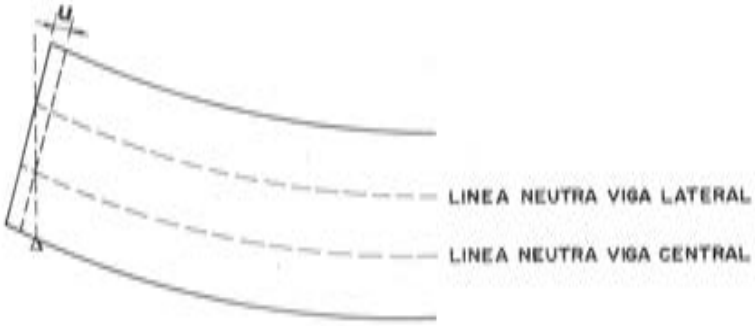


FIGURA - 60

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para evitar este fenómeno se debe utilizar un centro de gravedad común para todas las vigas lo cual se consigue si utilizamos el de la sección cajón considerado como conjunto. La inercia longitudinal de cada una de las vigas puede obtenerse repartiendo la losa superior e inferior entre ellas de manera que se cumpla la condición de que el centro de gravedad de cada una de las vigas coincida con el centro de gravedad del conjunto. Figura 59 b).

Las tensiones longitudinales obtenidas para la flexión en el emparrillado serán uniformes en las cabezas de las vigas destacadas e iguales en todas las vigas si la curvatura de cada una de las vigas es igual, lo que ocurre en esta hipótesis de deformación.

Sin embargo, para el caso de carga descentrada y como consecuencia de la distorsión que veremos en 8.5. la curvatura de estas vigas será diferente y por tanto también las tensiones longitudinales (figura 61).

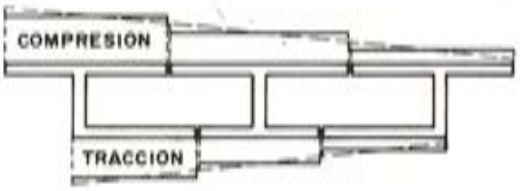


FIGURA - 61

Estas tensiones longitudinales son un valor promedio de las que obtendríamos en la realidad y que tienen una distribución lineal a lo largo de la cabeza superior e inferior.

En la discusión anterior no hemos tenido en cuenta la deformación por esfuerzo cortante de las losas superior e inferior, deformación que en el caso de alas anchas reduce su eficacia al producirse una distribución curva de tensiones longitudinales. Este concepto,ligado con el del ancho eficaz de las piezas "T", hace que la cantidad de ala a considerar varíe a lo largo del dintel, reduciéndose en las zonas en donde los esfuerzos cortantes son grandes como es, por ejemplo, la zona de apoyos. Como sabemos depende además de la relación ancho/luz del dintel y su estudio solo puede realizarse si tenemos en cuenta la deformación por cortante de las losas en su plano.

Como resumen podemos decir que las características de rigidez a flexión a conferir a las vigas longitudinales del emparrillado corresponde a la inercia que destacan las vigas en que se divide la sección, en las cuales se cumple además la condición de que la línea neutra coincide con la de la sección cajón conjunta.

9.3. Flexión transversal (Fig. 57 c)

FIGURA - 62

En la figura 62 representamos la flexión transversal de las losas superior e inferior respecto al centro de gravedad de la sección transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El momento de inercia de las vigas transversales del emparrillado serán:

$$I = h'^2\ d' + h''^2\ d'' \quad \text{por m.}\ell.$$

En esta expresión ignoramos el efecto del módulo de Poisson en la interación de momentos flectores longitudinales y transversales.

9.4. Torsión (Fig. 57 d)

Bajo el efecto de un momento torsor, en una sección sin distorsión, se produce un flujo de tensiones tangenciales alrededor de la sección.

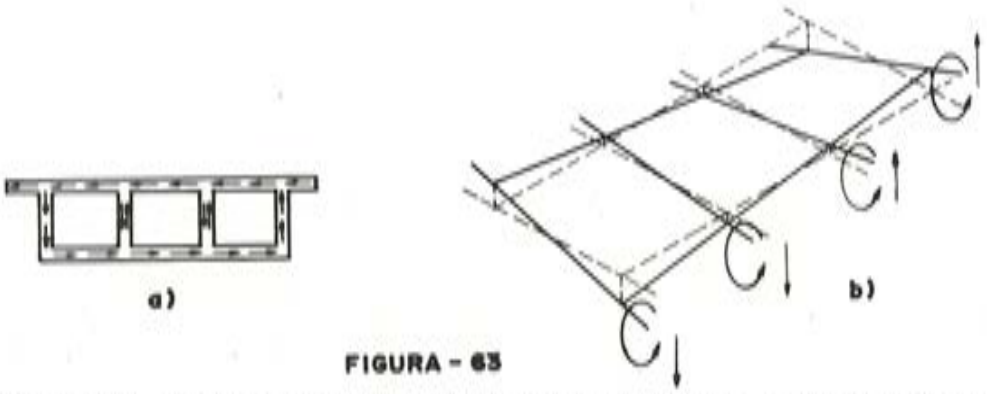


FIGURA - 63

Cuando un emparrillado de vigas gira de la misma manera, se producen en las barras longitudinales unos momentos torsores y unos esfuerzos cortantes.

Estos esfuerzos cortantes representan la integración del flujo de tensiones tangenciales sobre las almas verticales de la sección cajón, mientras que la rigidez torsional de las barras longitudinales recoge el efecto del flujo de tensiones tangenciales en la losa superior e inferior.

La rigidez torsional proporcionada exclusivamente por las losas superior e inferior es (ver 1 en bibliografía).

$$I_T = 2\,\frac{h^2\ d'\ d''}{d' + d''} \quad \text{por m.}\ell.$$

Este valor es precisamente la rigidez torsional a conferir a las barras longitudinales después de multiplicarlas por la anchura del cajón que representan (fig. 59 b).

La otra mitad, como veíamos, esta recogida por los esfuerzos cortantes extremos de las vigas del emparrillado. Estas fuerzas estan en equilibrio con el momento torsor de las vigas transversales. Por tanto la rigidez a torsión a conferir a las vigas transversales del emparrillado será la otra mitad no recogida por las vigas longitudinales.

FIGURA - 64

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Como se ve este criterio es similar al que empleabamos en los apartados 2., 3., 4. y 5.

9.5. Distorsión (Fig. 57 c)

La distorsión se produce cuando las paredes del cajón son muy delgadas y no existen vigas riostras transversales. La deformación tipo Vierendel que se produce en la sección transversal es similar a una deformación por esfuerzo cortante de un alma ficticia deformable por esfuerzo cortante. La determinación del area A_s a conferir a dicha viga ficticia es (ver 7 en bibliografía).

$$A_s = \frac{1}{\dfrac{a \cdot h}{12 \cdot E \cdot I_\omega} + \dfrac{a^2\,(3\,h\,(I' + I'') + a\,I_\omega)}{12\,E\,(12\,h \cdot I' \cdot I'' + a\,I_\omega\,(I' + I''))}}$$

En esta expresión I' e I'' son los momentos de inercia de la losa superior e inferior respecto a su fibra neutra. I_ω es el momento de inercia del alma.

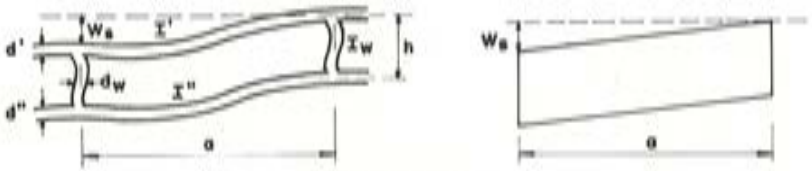


FIGURA - 65

En una sección cualquiera un procedimiento más adecuado para obtener A_s consiste en calcular una estructura plana como la de la figura 66 solicitada bajo unas fuerzas S y con unas vinculaciones de barras como las representadas.

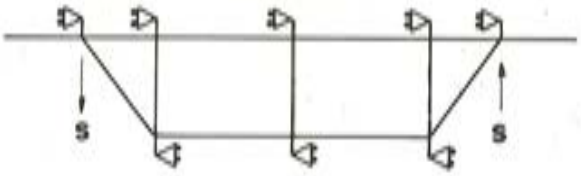


FIGURA - 66

La rigidez al cortante sera entonces S dividido por los movimientos verticales relativos a través de las celulas. Este valor será igual a A_s G/a y por tanto obtendremos el valor de A_s.

FIGURA - 67

La distorsión recogida por este efecto es la correspondiente a la deformación según la figura 67 a), en la cual solo se tiene en cuenta la correspondiente al corrimiento vertical de las almas. Se elimina la distorsión correspondiente a un desplazamiento horizontal de las losas superior e inferior Fig. 67 b). Esta hipótesis es tanto más correcta cuanto más ancho es el cajón ya que en este caso la rigidez horizontal de las losas superior e inferior no permiten que dicho movimiento sea apreciable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

9.6. Resumen de características a conferir al emparrillado

En 9.1. hemos visto que las vigas del emparrillado deben disponerse según los almas de la viga cajón.

En 9.2. hemos visto la división que debe realizarse de la viga cajón para determinar las rigideces a flexión de las vigas longitudinales del emparrillado.

En 9.3. hemos examinado la rigidez a flexión a conferir a las vigas transversales del emparrillado.

En 9.4. determinamos la rigidez a torsión a conferir a vigas longitudinales y transversales.

Finalmente en 9.5. determinamos el área ficticia a proporcionar a las vigas transversales del emparrillado para que se reproduzca el efecto de la distorsión. Es claro que entonces el análisis matemático del emparrillado que hemos examinado en 1. sólo es válido cuando tenemos en cuenta la deformación por esfuerzo cortante, en la relación entre los esfuerzos y los corrimientos de los nodos.

9.7. Interpretación de resultados

La distribución de la ley de momentos flectores en las vigas longitudinales suele tener un aspecto discontinuo como el que aparece en la figura 10. Estos momentos flectores deben promediarse de manera a obtener una ley continua. La discontinuidad real aparece cuando exista alguna viga riostra transversal.

Los momentos flectores transversales producirán un estado tensional de compresión en la losa superior y tracción en la inferior para momento positivo.

La distorsión del cajón esta recogida en el emparrillado por el esfuerzo cortante en las vigas transversales. Este esfuerzo cortante es necesario convertirlo en las flexiones de la losa superior e inferior según se ve en la figura 68.

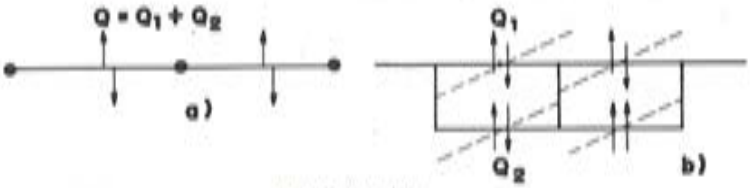


FIGURA - 68

Por tanto deberemos dividir el esfuerzo cortante en las barras transversales entre la losa superior e inferior. Para ello se reparte entre ellas en relación directa a sus rigideces a flexión. El momento flector en las losas transversales se obtiene suponiendo que la deformación real del cajón tiene puntos de momento nulo en el centro del cajón (Fig. 68 b).

Para obtener el momento torsor que determina el flujo de tensiones tangenciales no hay más que obtener el valor promedio entre las vigas longitudinales y transversales que parten de un nodo.

10. COMPORTAMIENTO NO LINEAL

En el cálculo de tablero por el método del emparrillado que hemos examinado hasta ahora, hemos partido de la hipótesis básica de proporcionalidad entre esfuerzos y deforma-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ciones. Sin embargo, esta hipótesis no es admisible a partir de una determinada cantidad de carga, desde la cual la relación entre momentos-curvatura, por ejemplo, deja de ser lineal. Esta pérdida de linealidad se desarrolla hasta la rotura del tablero.

Para determinar el coeficiente de seguridad real del tablero conviene introducirse de lleno en esta fase que nos determinará la evolución del mecanismo resistente. No basta con obtener la distancia que existe entre el momento de rotura de una sección pretensada y su solicitación de servicio, ya que a lo largo del proceso no lineal, determinadas zonas del tablero quedarán fuera de una respuesta proporcional y otras zonas no. Esto ocasionará una redistribución del mecanismo resistente del tablero cuyo proceso es necesario obtener.

Para poder determinar con precisión este proceso se necesita obtener previamente la relación del vector curvatura con el de esfuerzos para cada sección del tablero y a lo largo de una carga creciente hasta la rotura de la sección. Por ejemplo, en la figura 69 representamos

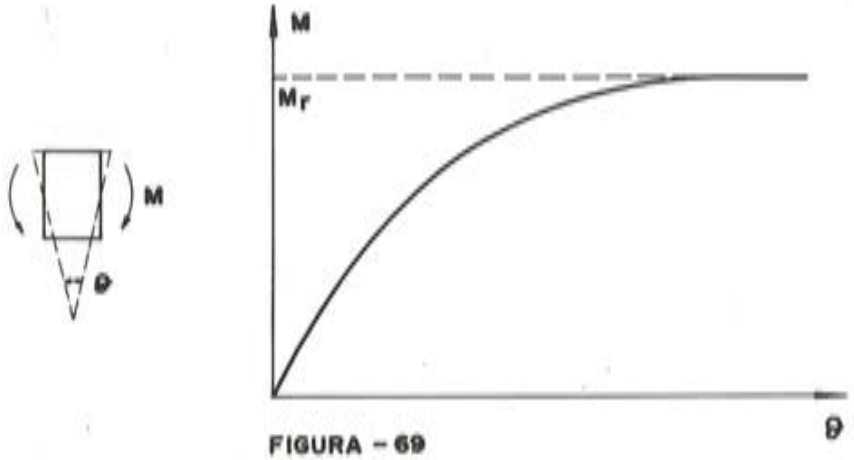


FIGURA – 69

una ley convencional que relaciona el momento flector con la curvatura de flexión. En la primera parte existe proporcionalidad entre el momento y la curvatura y la constante es precisamente EI. Sin embargo, a partir de un determinado momento, M y θ, dejan de ser proporcionales, tomando un valor curvo que dependerá de la resistencia del hormigón, de la cuantía de acero y de la geometría de la sección. La obtención de estas curvas puede realizarse por experimentación o analíticamente teniendo en cuenta las limitaciones dadas en las normas de hormigón armado y pretensado a las deformaciones del acero y el hormigón.

De esta manera podemos conocer la relación entre momentos flectores y curvaturas, momentos torsores y giros, etc., sin embargo nos encontramos con dos problemas complementarios. No todas las pérdidas de linealidad se producen en el mismo valor relativo a su correspondiente esfuerzo de rotura. Por ejemplo, la relación entre momentos torsores y giros de torsión deja de ser lineal muy rápidamente lo que no ocurre igual con las flexiones.

Si este problema es perfectamente conocido y por tanto se puede tener en cuenta muy fácilmente, no ocurre lo mismo cuando dos tipos de esfuerzos solicitan a una misma sección. Por ejemplo no conocemos bien cual es la relación entre los momentos flectores y las curvaturas de flexión cuando una sección esta fisurada por torsión. La determinación de estos estados no puede realizarse sino experimentalmente y su solución no está lo suficientemente adelantada, hoy en día, para poder establecer una relación analítica precisa en cualquier caso.

Por tanto, para realizar el cálculo no lineal, es preciso establecer ciertas hipótesis previas, como puede ser la independencia de los momentos torsores y flectores en sus curvatu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ras respectivas, u otra cualquier hipótesis simplificadora. Naturalmente el cálculo realizado a partir de dichas hipótesis se resentirá de esta impresión.

Una vez obtenida la evolución de la matriz [D] que relaciona los esfuerzos y las curvaturas a lo largo de un proceso de carga

$$\{M\} = [D]\ \{\phi\}$$

creciente desde el elástico hasta la rotura, podemos pasar a realizar el cálculo no lineal del tablero. Como sabemos las ecuaciones que ligan los esfuerzos y las deformaciones en comportamiento lineal son:

$$\{F\} = [K]\ \{\delta\}$$

en donde la matriz de rigidez [K] depende de la matriz [D]

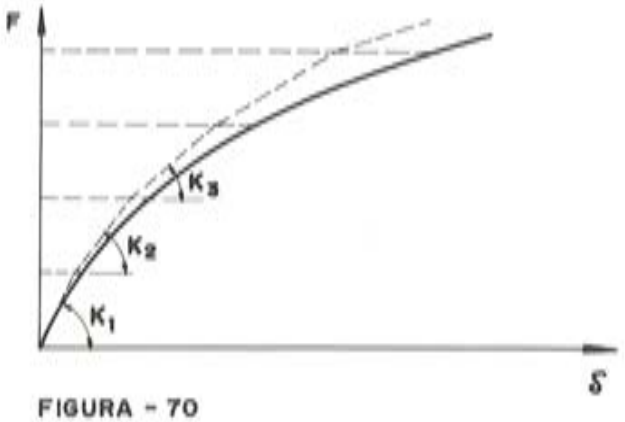


FIGURA - 70

Un primer procedimiento consiste en establecer un proceso incremental de la carga de manera que al final de cada fase cambiemos la matriz de rigidez [K] en función del cambio experimentado en [D] deducida de los esfuerzos obtenidos al final de cada intervalo de carga. Fig. 70.

Este planteamiento nos produce una curva circunscrita a la real dado que para cada intervalo de carga partimos con la matriz de rigidez obtenida del intervalo anterior. Su precisión será tanto mayor cuanto más pequeño sea el incremento de carga, lo cual será tanto más necesario cuanto más cerca estemos de la rotura del tablero.

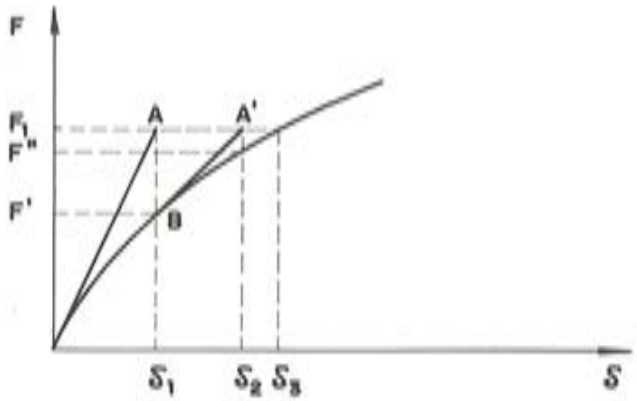


FIGURA - 71

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Un segundo procedimiento consiste en proceder por aproximaciones sucesivas. Por ejemplo si tomamos un valor de la carga $\{F_1\}$ muy grande y resolvemos el sistema:

$$\{F_1\} = [K_{e\ell}]\ \{\delta_1\}$$

en donde $[K_{e\ell}]$ es la matriz de rigidez elástica, obtendriamos un punto A que no pertenece a la curva cargas-deformaciones del tablero.

De los corrimientos $\{\delta_1\}$ podriamos obtener los esfuerzos que compatibilizan esfuerzos y corrimientos en [D], es decir, obtendríamos un $\{F'\}$ tal que:

$$\{F'\} = [K_n]\ \{\delta_1\}$$

donde $[K_n]$ es la nueva matriz de rigidez obtenida a partir de $\{\delta_1\}$ (Fig. 71).

Si aplicamos ahora una nueva fuerza $\{F_1\} - \{F'\}$ con matriz de rigidez $[K_n]$ obtendremos un segundo punto $\{\delta_2\}$ tal que:

$$\{F_1\} - \{F'\} = [K_n]\ \{\delta_2\}$$

Seria el punto A', que puede compatibilizar o no las curvaturas con los esfuerzos en la matriz [D]. Si lo hace sera un punto real de la curva $F - \delta$, si no se procede como en el caso anterior hasta que el valor $\{F_1\} - \{F''\}$ sea tan pequeño como queramos.

Este procedimiento es más rápido que el anterior en las primeras fases del proceso ya que al ser casi lineal se compatibiliza muy rápidamente. En cambio cuando nos acercamos al punto de rotura el número de aproximaciones crece mucho.

Los comentarios a este artículo deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de abril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

BIBLIOGRAFIA

1. Bridge Deck Behaviour
   Edmund C. Hambly
   Chapman and Hall

2. Recommendations on the use of grillage analysis for slab and pseudo-slab bridge decks.
   R. West.
   C.A.C.A.

3. The reinforcement of slabs in acordance with a pre-determined field of moment.
   R.H. Wood
   Concrete. February 1968

4. The use of a grillage anology for the analysis of slab and pseudo-slab bridge decks.
   R. West.
   C.A.C.A. Research report 21.

5. A lattice analogy for the solution of stress problems.
   D. McHenry
   J. Inst. Civ. Eng. 21.

6. Computer analysis of Grillages Curved in Plan.
   F. Sawko
   A.I.P.C. 1967.

7. Sur certains cas exceptionnels dans la théorie des ponts à poutres multiples.
   CH. Massonnet. A. Gandolfi
   A.I.P.C. 1967.

8. The torsional stiffness of support diaphragms in beam and slab bridges.
   L.A. Clark, R. West.
   C.A.C.A. Techinical report 42.510. Agosto 1975

9. Tests on model bridge beams in precast to in situ concrete construction.
   R.D. Sturrock.
   C.A.C.A. Technical report 42.488. Enero 1974.

10. Estudio experimental en modelo reducido –escala 1/5– de un tramo de puente de hormigón pretensado.
    Julio M. Calzon, J. Manterola, J.L. Villegas.
    Cuadernos de investigación I.E.T.C.C. Núm. 4, Febrero 1967.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

Toma de probetas de hormigón en obra.

MADRID
Central:
Monte Esquiza, 30 - 4.° D
Tels. (91) 410 51 58/62/66

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Notas de la F.I.P.

N.º 57 Julio-Agosto

1975

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

Informe por W.F.G. Crozier, Secretario Técnico

La Comisión sobre Barcos de Hormigón se reunió el 28 de mayo de 1975 en Tesalónica, Grecia. La reunión fue organizada por el Grupo Helénico de la Cámara Técnica del Hormigón de Grecia y ha coincidido con el Segundo Congreso Helénico del Hormigón Estructural, celebrado en Tesalónica del 28 al 31 de Mayo.

En la reunión se discutió el tercer borrador del informe "Barcos de Hormigón Pretensado – Consideraciones de Proyecto", lográndose poner de acuerdo respecto a la redacción del texto final. Tal como se esperaba, dicho informe ha sido publicado por la F.I.P. a finales de 1975.

El futuro trabajo de la Comisión abarcará tres aspectos especiales sobre la utilización de los barcos de hormigón pretensado.

Requisitos para el transporte de LNG (Gases Naturales Licuados).
Comportamiento de los barcos de hormigón frente al fuego.
Efectos del impacto sobre los barcos de hormigón.

Los informes preliminares sobre estos tres temas y sobre el problema de las zonas han sido sometidos a discusión en la reunión que ha tenido lugar en la Universidad de Berkeley, California, el 20 de Septiembre de 1975

Al final de la reunión, los participantes pudieron asistir a la ceremonia de apertura del Segundo Congreso Helénico, en donde el Profesor Tassios, Vicepresidente Griego de la F.I.P., tomó la palabra. En su alocución, el profesor Tassios dio la bienvenida en inglés a los miembros de la Comisión y expresó su esperanza de que, "así como este Congreso ha de desarrollarse únicamente en griego, los futuros congresos sean plurilingües".

LA CONSTRUCCION EN HORMIGON EN LA ALEMANIA OCCIDENTAL, REALIZACIONES Y PROBLEMA DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Por Peter Misch, Ingeniero diplomado. Informe por W.F.G. Crozier

Peter Misch, Vicepresidente de la F.I.P. para la República Federal Alemana, leyó una conferencia a los miembros de la Sociedad del Hormigón (Concrete Society), en Londres el mes de Marzo de 1975, sobre el desenvolvimiento de la industria de la construcción en su país durante estos últimos años. A continuación se exponen algunos de los puntos de vista genera-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

les de Herr Misch (cuyo ilimitado trabajo a favor de la F.I.P. se hace más patente cada año) junto con descripciones de algunas de las obras que ha creído conveniente mencionar.

Desde el punto de vista del aspecto negativo del problema, en la República Federal Alemana, como también sucede en otros muchos países, se ha presentado una importante recesión. En tales crisis, las obras están expuestas a quedar paralizadas sin dilación alguna. Por el contrario poner en marcha la máquina de la construcción requiere una gran cantidad de tiempo.

Al tratar el tema de los Códigos y Normas Herr Misch emite unas opiniones que son plenamente coincidentes con las nuestras. Interrogándole sobre si los que redactan los Códigos son populares, llega a la conclusión de que "no somos unánimemente populares". En ambos países (Inglaterra y República Federal Alemana) la mayoría opina que posiblemente el grupo de redactores de los Códigos sea un mal necesario. Los Códigos son aceptados, principalmente, porque proporcionan a los usuarios una base de partida y constituyen la mejor posibilidad para difundir las más recientes experiencias de la práctica y la investigación".

Considera que las primitivas ediciones de las Normas alemanas de pretensado (DIN 4227), publicadas a principios de los años cincuenta, probablemente aceleraron el desarrollo y, que las Recomendaciones de la F.I.P. para el Proyecto de Estructuras Marítimas de Hormigón, ciertamente han sido la base primordial para el rápido desarrollo de esta especialidad. Sin embargo, las posteriores ediciones de las Normas (DIN 1045) pueden, por introducir recopilaciones de diseño, cohibir, en cierto modo, el progreso. Para compensar un posible incorrecto uso de las altas resistencias, se hace necesario incrementar el control de la calidad en la obra.

La propia organización de Herr Misch, la Deutscher Beton-Verein (Asociación Alemana del Hormigón) ha formado un equipo para realizar el control de la calidad en cooperación con otros equipos pertenecientes a la industria de la construcción. Esta impone estrictas reglas de autocontrol a las firmas participantes, sometiéndose también a ser comprobada por entidades ajenas. La penalidad máxima implica la pérdida del Certificado de Calidad. Para llegar a tal situación es preciso que el número de informes desfavorables respecto a la calidad de los elaborados sea del orden del 5 por 100.

Reacción árido-álcali

Como consecuencia de la reacción árido-álcali se han producido algunos casos de daños en diferentes estructuras. Hace pocos años un puente, próximo a Lubeck, ha tenido que ser demolido totalmente, como consecuencia de los efectos de una combinación de un alto contenido de cemento, con elevada relación en álcalis, y un clima húmedo. Consecuentemente ha sido preciso incorporar oficialmente un cemento con bajo contenido en álcalis (cuyo equivalente de Na_2O es inferior al 0,6 por 100) y también se han elaborado nuevas normativas para la construcción en las que se admite la utilización de áridos potencialmente reactivos. Los distintos áridos se han clasificado en tres clases: "no objetables", "de limitada fiabilidad" y "críticos", relacionándose estas categorías a su vez con tres tipos de condiciones ambientales existentes en las obras: "seca", "húmeda" y "húmeda con aportación de álcalis desde el exterior". Los áridos se agrupan, mediante los correspondientes ensayos para su determinación, por el contenido en minerales opalinos (de tamaño superior a 1 mm.), en cuarzo reactivo (superior a 4 mm.) y por sus valores límites de sedimentación, expresado por el porcentaje del peso.

Cementos aluminosos

Hace unos 12 años, en la República Federal Alemana, se produjeron algunos derrumbamientos en construcciones realizadas con elementos prefabricados elaborados con cemento

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

aluminoso. El hundimiento más importante fue el de una zona de la cubierta de la Estación Principal del Ferrocarril de Colonia. La causa de estos derrumbamientos se atribuyó a transformaciones, que daban lugar a pérdidas de protección del acero contra la corrosión y a la tendencia de éste a ser quebradizo por la acción del hidrógeno, acelerados ambos fenómenos por la influencia de los constituyentes del cemento. Consecuentemente se proscribió su utilización en toda clase de elementos de hormigón cuya misión sea sustentar cargas. Teniendo en cuenta la experiencia que ha supuesto el empleo de estos cementos en la República Federal Alemana y, ante los accidentes que con este mismo material se han producido en otros países, Herr Misch pone de relieve la vital importancia que supone la cooperación internacional en relación, tanto en el logro de objetivos como en la resolución de problemas.

Realizaciones en la construcción

1. Edificio de altura Senckenberganlage, Frankfurt

Las 46 plantas de este edificio le hacen alcanzar una altura de 160 m., sobre la cimentación, que está a 10 m. de profundidad. El nucleo y los tres muros ciegos, estos últimos con perfil en forma de U, se realizaron con encofrados deslizantes. Las 25 plantas del cuerpo inferior del edificio están dedicadas a locales para oficinas. Los forjados están constituidos por elementos prefabricados y los pilares de acero se apoyan sobre un emparrillado de 8 x 8 m. Sobre éstos se construyó un piso intermedio de arriostramiento, formando la base para una construcción de tipo muro rigidizador de las plantas superiores, con muros separados 4 metros entre ejes y tabiques longitudinales. En la planta donde cambia el sistema constructivo se instalaron unos gatos para así contrarrestar los asientos diferenciales del terreno, que se aprecian entre el nucleo y los muros ciegos, y las deformaciones diferenciales entre el nucleo y los pilares de acero.

2. Commerz Bank, Frankfurt

Se trata de un edificio de 28 plantas, también realizado a base de un núcleo moldeado in situ. Los forjados son de hormigón ligero, constituido por grandes elementos prefabricados de 7,5 metros x 1,9 metros. Los pilares son de gran capacidad resistente, de hormigón fuertemente armado, con soportes de acero en el interior. Con objeto de resistir las acciones horizontales, los forjados se han diseñado como vigas trianguladas. El edificio se ha construido a razón de una planta cada 5 ó 6 días, valiéndose para ello de una grúa capaz de manipular 170 m^2 de elementos de piso por hora.

3. Hospital de la Universidad, Colonia

En este edificio, diez y seis pisos van colgados de la parte superior de dos torres gemelas, empleándose a tal fin los procedimientos del método de "erección de la losa" y tirantes pretensados de suspensión. El emparrillado de jácenas para los muros de fachada, que va en la parte superior de las torres, se construyó por el método denominado Taktschiebeverfahren, ya descrito en números anteriores de Notas de la F.I.P.

4. Edificio de la B.M.W. en Munich

En el edificio administrativo de la B.M.W. en Munich, de 18 pisos, también se ha utilizado el sistema de construcción suspendida. Una estructura en forma de trébol de cuatro hojas va montada alrededor de una torre o nucleo, que fue moldeada con encofrados deslizantes. Los siete pisos de la parte superior, que son independientes, mediante una separación, de las plantas inferiores se han construido de modo que el forjado inferior actúe como una armadura espacial, apoyándose dichos siete pisos por gravedad. Se construyeron por el procedimien-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

to tradicional sobre una solera y, una vez terminados, cada forjado, incluido el forjado sustentante inferior, se colocaron en posición. Cada nivel se completó en una semana.

5. **Estadium para deportes sobre hielo. Augsburg**

En este caso se trataba de un problema diferente. Había que cubrir un estadium ya construido, de 75 × 63 m. Las gradas de asientos existentes explica el porqué de la curvada forma de las jácenas de la cubierta, que son simplemente apoyadas y salvan una luz de 62 m. Estas jácenas son de hormigón ligero pretensado, de sección en T simple y un alma tan delgada como 10 cm. Su canto varía entre 1,0 y 3,7 m. y van arriostrada lateralmente mediante piezas prefabricadas gemelas. Cada par de vigas, cuyo peso es de 250 t., se fabricaron en un terreno próximo al estadium. A continuación se montaron y colocaron en posición sobre unas columnas sustentantes de forma especial.

6. **Autopista elevada Elbmarsch, Hamburgo**

Esta autorruta elevada tiene unos 4 km. de longitud, atravesando campos y ríos. Su anchura es de 35 m., con seis carriles de tráfico. En determinadas zonas presenta una anchura de 46 metros. Las jácenas principales, con perfil en T simple, que salvan luces de 36 m., fueron moldeadas in situ y postensadas.

7. **Fuego en un edificio en construcción en la Plaza de la República. Frankfurt**

Herr Misch relata un poco normal y "perturbador" fuego acaecido en un edificio en construcción. Esta edificación de altura tiene 45 plantas, iniciándose el fuego en el piso 40. El incendio se propagó hacia abajo hasta el piso 38 y hacia arriba hasta el piso 41. La lucha contra el fuego fue "casi imposible" pues el agua no estaba conectada en los pisos altos y una bomba de elevación había sido retirada recientemente para ser sustituida al siguiente día por una nueva de mayor potencia. Las bombas de los ingenieros de incendios y las mangas tuvieron que ser transportadas a mano por el personal hasta el piso 40 (que está a 135 metros de altura sobre el nivel del suelo), necesitándose cinco horas para extinguir el incendio. Los daños fueron considerables. Las reparaciones posiblemente se realizaran mediante la técnica de aplicación de gunita.

PUBLICACIONES Y PROXIMOS ACONTECIMIENTOS

ELECCION DE MATERIALES. Continuación de lo publicado en las Notas de la F.I.P. Núms. 50 y 51.

Detalles finales de la encuesta concerniente a la Elección de Materiales, de lo cual se dió noticia en las Notas de la F.I.P. N.º 50, que seguidamente se facilitan:

SECCION B - ELECCION DE CEMENTO

Pregunta W 9 — Descríbase el tipo y propiedades del cemento disponible en cada país.

Australia

Tipo	**Características predominantes**
A	Portland normal
ASCE (Mod.)	
A	Silico aluminato cálcico inf. al 7 por 100

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

S M A CATEGORY B	Calor de hidratación, a los 7 días, inferior a 70 cal./gramo.
B	Altas resistencias iniciales. Finura 4.000
C	Bajo calor de hidratación.
MEZCLADO CON CENIZAS VOLANTES	
A	25 por 100 de cenizas volantes 75 por 100 tipo A.
D	Resistente a los sulfatos.

Inglaterra

La mayoría de las plantas de prefabricación utilizan cemento portland de endurecimiento rápido, pero una minoría emplea cemento portland normal. Excepcionalmente se utiliza cemento portland de muy altas resistencias iniciales (*).

Las resistencias a la compresión, que se facilitan en la tabla siguiente se han obtenido de los ensayos realizados sobre cubos de 100 mm, hechos con áridos corrientes y con una relación agua/cemento = 0,6.

	CPC	RHPC	UHE SPC	HAC (*)
Superficie específica (m^2/Kg.)	345	440	700	325
	Resistencia a la compresión en kp/cm^2			
8 horas			50	
16 horas			182	
1 día		120	255	665
3 días	195	250	370	705
7 días	280	340	425	
28 días	395	455	500	
	Tiempos de fraguado (minutos)			
Comienzo	150	130	75	180
Final	200	180	120	240

(*) Nota del Editor: Las Normas referentes a la utilización del HAC se están revisando actualmente en Inglaterra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Rumanía

Cemento portland normal

Pa 400, P 400, P 500

Cementos de altas resistencias iniciales

R I M 200, R I M 300

Las cifras se refieren a ensayos de resistencia a la compresión sobre cubos de mortero endurecido a 28 días, para los cementos normales, y a las 24 horas para los cementos de altas resistencias iniciales.

Dinamarca

Cemento normal.

Cemento rápido.

Cemento super rápido.

Cemento portland

Clase C (88 por 100) "PC"

El PC es el más popular, debido a sus altas resistencias iniciales.

El HOB se utiliza por su mejor resistencia al agua de mar y a los agentes químicos.

España

		Tipo		
		P – 350	P – 450	PUZ – 350
Superficie específica cm^2/kg.		4.200	4.200	4.200
Peso específico		3,0	3,0	
Principio del fraguado		30 min.	30 min.	30 min.
Fin del fraguado		10 h.	10 h.	10 h.
Expansión máxima, en %		0,8	0,8	0,8
Resistencia a tracción kp/cm^2	1.er día	–	–	–
	3.er día	33	50	33
	7.º día	45	60	45
	28.º día	64	70	64

Bélgica

Hay tres clases de cemento portland:

P 300, P 400, P 500

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La cifra indica la resistencia a compresión, en kp/cm^2, de los cubos normalizados, ensayados a los 28 días.

		Resistencias a compresión, kp/cm^2		
Tipo	**1 día**	**3 días**	**7 días**	**28 días**
300			160	300
400		160	300	400
500	160	300		500
		Resistencias a tracción, kp/cm^2		
300			30	50
400		30	50	60
500	30	50		70

Para obras pretensadas únicamente se permite utilizar cemento portland.

Holanda

Cemento de alto horno

Clase B (8 por 100) "HOB"

Cemento portland

Clase B (4 por 100) "PB"

Finlandia

Cemento portland normal y de endurecimiento rápido.

Nueva Zelanda

Cemento normal y de endurecimiento rápido, más los que cumplen con las Normas Británicas.

Suecia

Para la prefabricación se utilizan dos clases de cementos portland, rápido y normal.

Estados Unidos de América

Para pretensado se utiliza, principalmente, el cemento portland Type III, puesto que se requieren altas resistencias iniciales.

República Federal Alemana

Cemento de endurecimiento rápido.

PZ 450

PZ 550

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Suiza

Cemento portland normal (PC)

Cemento de altas resistencias iniciales (HPC).

Pregunta W 10 — ¿Es constante la calidad del cemento?

Como respuesta a esta pregunta, Australia, Rumanía, España, Bélgica, Suecia y Alemania, responden "sí".

Por el contrario, Finlandia responde "no". Otras respuestas fueron:

Inglaterra

La diferencia entre las resistencias, al comparar los valores obtenidos en una factoría con los de otra, es reducida.

Dinamarca

La calidad del cemento puede variar con la estación del año.

Holanda

La resistencia característica obtenida de los ensayos a la compresión muestra que existe una tendencia a disminuir durante la primavera.

Nueva Zelanda

Contesta afirmativamente, indicando que siempre sobrepasan las exigencias de la norma.

República Federal Alemana

La calidad no es constante. La resistencia normal del PZ 550 varía entre 570 y 640 kp/cm^2.

Pregunta W 11 — Indíquese el método usual de transportar y almacenar el cemento en su país.

Respondiendo a esta pregunta, Australia, Suecia y Estados Unidos, señalan que a granel. En tanto que Inglaterra, Rumanía, Dinamarca y Nueva Zelanda, responden que el cemento se facilita a granel por medio de camiones cisterna, y la alimentación de los silos se realiza por medios neumáticos. El resto de las contestaciones fueron:

España

Se suministra en sacos o a granel, generalizándose cada día más el uso de contenedores.

Bélgica

Por camión, en contenedores de 20 t, también por barco. Los silos de almacenamiento tienen más capacidad máxima de 200 t.

Holanda

El método más corriente de realizar los envíos es por barco, a granel, en cantidades que oscilan de 200 a 500 t. El cemento se deposita bién en la bodega del barco o en vasijas de presión, para su posterior descarga en el silo de almacenamiento mediante el empleo de procedimientos neumáticos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En pequeñas partidas, que suelen ser cargas de 25 t, la distribución se efectúa por camión o ferrocarril.

Finlandia

Por camión o ferrocarril, a granel o en sacos. El almacenamiento se realiza en silos.

República Federal Alemana

Por trenes cisterna e inyectado por aire comprimido a silos verticales fijos.

Suiza

A granel, por camión o ferrocarril. Almacenamiento en silos.

Pregunta W 12 — Sírvase detallar el precio establecido en su país para el suministro de cada tipo de cemento.

Comentario del Editor: Aunque todos los países han respondido a esta pregunta, se pone de relieve que dichas respuestas no pueden ser tenidas en consideración debido a la inflación y a los bruscos cambios que experimenta el dinero en circulación.

SIMPOSIO SOBRE PUENTES FERROVIARIOS DE HORMIGON PRETENSADO

Por facilitarse en los números 117 y 118 de nuestra revista Hormigón y Acero una amplia información sobre este acontecimiento, no se transcribe la detallada referencia que aparece en las presentes Notas de la F.I.P.

CONFERENCIA ORGANIZADA POR EL CONSEJO CHINO-BRITANICO DE COMERCIO

En el mes de Junio de 1975 se ha celebrado en Glasgow una Conferencia sumamente interesante sobre los problemas que se le han planteado a la República Popular China al tratar de explotar sus recursos petrolíferos —tanto los de tierra firme como los de mar.

Aunque ya exporta petróleo al sudeste asiático, China espera incrementar notablemente sus exportaciones en los 5 ó 10 próximos años. Esto implicará la necesidad de utilizar al máximo los recursos técnicos del país, quedando patente en esta Conferencia que todo el trabajo de ingeniería civil lo realizará con medios propios. Puede que persistan limitadas las posibilidades, con, por otra parte, una fuerte competencia, para vender a China determinados equipos pesados, especialmente en lo que concierne al mercado de material para estructuras marítimas.

VIII ASAMBLEA NACIONAL TECNICA DE LA A.T.E.P. — 3-8 DE NOVIEMBRE, 1975

Se anuncia la celebración de la VIIIª Asamblea Nacional de la A.T.E.P. y se incluye el programa completo de la misma. Por ya estar debidamente informados los lectores de la Revista Hormigón y Acero de tal acontecimiento, no se reproduce aquí tal información.

PRIMER COLOQUIO EUROPEO SOBRE EL CONTROL DE LA CALIDAD EN LA CONSTRUCCION

Durante los días 23, 24 y 25 de marzo de 1976 ha tenido lugar, en el Instituto Eduardo

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Torroja de la Construcción y del Cemento, un Coloquio para analizar la experiencia que en diversos países se tiene sobre el control de la calidad. Se consideran todos los tipos de estructuras desde los puntos de vista de la seguridad, servicio a desempeñar y durabilidad. También se dedicó un abundante espacio de tiempo del programa a la lectura de las ponencias de los delegados y a las discusiones de tema libre. El plazo para la presentación de las ponencias terminó a finales de Enero de 1976. Para más detalles pueden dirigirse a la Secretaría.

1er. Coloquio Europeo sobre el Control de la Calidad en la Construcción.
Calle de Serrano, N.º 150.
Madrid-6
ESPAÑA.

EFECTOS DE LA TEMPERATURA SOBRE LA RELAJACION DE LOS ACEROS DE PRETENSADO

Por F. Dumas

En la Universidad de Lieja, Bélgica, de acuerdo con los programas propuestos por M. Fernand Dumas, Presidente de la Asociation Scientifique de la Précontrainte, durante los últimos veinte años se han realizado una serie de ensayos para determinar las propiedades de los aceros de pretensado. Cada cierto tiempo han ido apareciendo referencias sobre este trabajo de investigación en las Notas de la F.I.P. (la última en el N.º 50, de 1975, pág. 9).

Recientemente M. Dumas ha enviado una segunda parte sobre estos ensayos, en donde se trata de los efectos de la temperatura sobre la relajación. Como era de esperar el informe de M. Dumas es de considerable importancia y refleja plenamente el entusiasmo y el interés por todos los detalles que en todos los aspectos aporta este brillante ingeniero. El informe abarca 120 páginas y solamente es posible dar aquí en forma resumida una idea fundamental de la finalidad de estos ensayos.

La primera parte del Informe describe los ensayos realizados a la temperatura normal de 21ºC ± 1ºC. Los ensayos descritos en la segunda parte se efectuaron a temperaturas comprendidas entre − 40ºC y + 300ºC.

Las pérdidas por relajación fueron, en general, mucho más elevadas a altas temperaturas y dichas pérdidas aumentaban a medida que se incrementaba la temperatura. A temperaturas ligeramente inferiores a la normal, hubo pocas diferencias en los valores de relajación y, por debajo de los 0ºC las pérdidas por relajación podían considerarse como inexistentes.

Los que deseen más información sobre este tema pueden ponerse en contacto directo con M. Dumas. Su dirección es: Presidente de la Asociation Scientifique de la Precontrainte, 1 Place Genevieres, 59 Lille, Francia.

* * *

ULTIMOS AVANCES

CONSTRUCCION DEL DEPOSITO PLATAFORMA MARINA McALPINE EN ARDINE POINT, ARGYLL, ESCOCIA

Evolución de las estructuras de hormigón

La construcción de grandes estructuras de hormigón, destinadas a servir de plataformas permanentes en el mar, posiblemente no constituya un hecho más nuevo en aguas británicas

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

que en aguas americanas. En efecto, ya antes de la Segunda Guerra Mundial, probablemente el primer trozo de suelo británico que aparecía ante la vista de los visitantes del Reino Unido era la Nab Tower, situada precisamente al sur de Southamton. Esta estructura de gravedad, realizada en hormigón, fue construida en Shoreham Harbour, en la South Coast, cerca de Brighton, en el año 1918, e instalada a una profundidad de 24 m. y a unos 32 km. al sudeste de Southampton, donde todavía permanece en pie. Desde esta acertada utilización del hormigón, que por otra parte también se ha empleado en la construcción de barcos, barcazas y otras estructuras marítimas, no han aparecido comentarios de ningún género sobre este tema, e, incluso, más recientemente, a pesar de haberse realizado la instalación de estructuras pesadas de hormigón para faros, alrededor de las costas inglesas, su ejecución se ha llevado a cabo por procedimientos totalmente desligados e inadvertidos de las más recientes teorías de la ciencia de la construcción moderna.

Cuando a mediados de 1960 comenzaron a realizarse trabajos de prospección en los campos petrolíferos y de gas natural en los mares que rodean las costas británicas, se hicieron, inicialmente, siguiendo las técnicas tradicionales, en lo que se refiere a métodos de construcción. Las previas recomendaciones prácticas establecidas para la construcción de las plataformas de producción de gas en las inmediaciones de las costas inglesas del este, sobre aguas poco profundas y cimentadas sobre lechos blandos de lodo, no fueron en nada diferentes a los procedimientos prácticos ya existentes ni a los métodos de ejecución para los trabajos estructurales.

Condiciones ambientales existentes en el Mar del Norte

Como resultado de unas exploraciones realizadas al norte de Ekofisk en el año 1968, en los campos de Forties y Frigg a principios de 1970 y, finalmente, en la dársena de East Shetland en 1972, se llegó a la conclusión de que sus condiciones ambientales son totalmente diferentes a las de la costa Este de Inglaterra. En este caso las plataformas de producción de petróleo tuvieron que alimentar cada una a cuarenta cisternas. En el lugar de ubicación la profundidad marina era de 150 a 160 m. y la distancia a la costa de 150 a 250 km. A tales latitudes los lechos marinos están constituidos por arcillas duras o arenas compactadas, las olas de temporal alcanzan 30 ó más metros de altura y los vientos llegan a ser de 240 a 260 km/hr. El hecho de presentarse estas condiciones, que dan lugar al deterioro del revestimiento de la estructura, a la limitación de la capacidad sustentante de la plataforma, a, por otra parte, un corto período estacional para su instalación y a la necesidad de habilitar, si es posible, almacenamiento para el petróleo, obliga a un replanteamiento de la solución ingenieril e implica diversas limitaciones en el diseño de las estructuras pesadas de hormigón.

Durante todos los trabajos que han venido realizándose para el perfeccionamiento y mejora de estas construcciones, el paso adelante más importante, que ha repercutido en una mayor experiencia práctica para los ingenieros civiles dedicados a las obras marítimas, ha sido el del dominio de la "escala". Esta es aplicable más particularmente a la logística y a la organización de la obra que incluso a los trabajos de diseño.

Solución general

Aunque, para resolver el problema de construir una plataforma de producción de petróleo realizada en hormigón, apoyada en un fondo que se encuentra a una profundidad de 150 metros y en la zona septentrional del Mar del Norte, se han preparado proyectos con diversas soluciones, la mayoría de estas son similares entre sí, en lo que se refiere a dimensionamiento general. Principalmente están constituidas por un cajón celular de hormigón de unos 100 x 100 m, en planta, y de 40 a 60 m de altura, para fines de flotabilidad y apoyo. Este cajón

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

sirve de base a tres o más torres de hormigón, de 9 a 13 m de diámetro y 120 a 150 m de altura. Una plataforma de acero, que alberga la planta de tratamiento y su equipo, cuya superficie es de hasta 10.000 m^2., se apoya en dichas torres de hormigón. Inicialmente se utiliza como plataforma de perforación con sus correspondientes torres, depósitos de lodos, almacén de tuberías y cemento, central de energía y locales con capacidad para alojar hasta 100 personas; su misión final es ser una unidad de producción, provista de sistemas de enfriamiento y separación para poder tratar 10.000 m^3 diarios de crudos de petróleo, almacenar 150.000m^3, producir de 50 a 60 megawatios de potencia, disponer de un equipo de bombeo y de inyección y tener suficientes habitaciones para personal, instalaciones de salvamento, equipo de lucha contra incendios, comunicaciones, antorcha para quemar los gases nocivos, etc. La estructura una vez terminada tiene que soportar una carga en la plataforma de alrededor de 20 mil toneladas, un empuje horizontal circundante que puede llegar a las 50.000 toneladas. En su construcción se han empleado de 100.000 a 120.000 m^3 de hormigón, 15.000 toneladas de redondos y aceros de pretensar y 5.000 toneladas de perfiles laminados. La construcción de tal estructura, en un período programado entre 15 y 18 meses, dentro de una superficie de trabajo de 100 m. cuadrados, es una concentración de obra de ingeniería civil completamente insólita.

Lugar para la realización de la obra

Idealmente se requiere un dique seco de 150 m. de amplitud y 40 m. de fondo, contiguo, pero defendido, de la mar abierta, que tenga 150 m. de profundidad, situado de modo que sea mínima la distancia a la que ha de ser remolcado para su ubicación definitiva. Otro importante factor es que se encuentre en las proximidades de centros productores. Si no se dispone de un dique seco otra solución es excavar una dársena de 12 a 14 m. de profundidad y con una amplitud de 150 x 150 m., al mismo nivel de una playa de 12 hectáreas, en una zona de aguas tranquilas, construyéndose la obra de hormigón en dos etapas. Para realizar la segunda etapa de la construcción se requiere una profundidad en las aguas de 40 a 50 m., constituyendo los fiords del suroeste de Noruega un lugar ideal para su ubicación. Generalmente las costas occidentales de Inglaterra y Escocia son arenosas y con muy poca pendiente, siendo escasos los lugares con aguas lo suficientemente protegidas como para servir de fondeadero y, por tanto, son totalmente inadecuadas.

En las costas orientales de Escocia existen parajes que son adecuados para este fin, pero es preciso efectuar un largo remolque hasta llegar al East Shetland Basin (1.200 a 1.350 km.) y, por otra parte, las aguas poco profundas del Canal del Norte, entre Escocia e Irlanda (de menos de 50 m.) constituyen un inconveniente. El Estuario del Clyde, sin embargo, tiene la ventaja de encontrarse en un lugar estratégicamente situado, existiendo en sus proximidades importantes fábricas y astilleros, buenos medios para trabajos de construcción, disponibilidad de materiales, energía y talleres, y, si bien no es exactamente el lugar ideal para óptimamente realizar una estructura, sirve para racionalmente desarrollar un proyecto con cierta flexibilidad. Las estructuras McAlpine/Sea Tank se están construyendo en Ardyne Point, Argyll, en la costa de Loch Striven, donde se están utilizando para tal fin tres dársenas de construcción.

Calidad del hormigón

Para cualquier clase de estructura marítima, costera o de alta mar, el ingeniero civil normalmente prefiere como material de construcción el hormigón, significando este criterio, respecto al imperante en el ámbito de la industria petrolífera, una considerable discrepancia, que es preciso salvar. Durante la primera Guerra Mundial las estructuras se construyeron sin un verdadero respaldo documental técnico e, incluso, el precedente del plan "Mulberry Harbour",

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

utilizado en la Segunda Guerra Mundial no fue totalmente satisfactorio. En esta estructura prefabricada los elementos de apoyo para los puentes de barcazas estaban compuestos por paneles prefabricados de hormigón de 4 cm. de espesor unidos mediante rigidizadores de hormigón moldeado in situ de 15 x 15 cm. Los principales cajones de los rompeolas, de los que había 212, tenían 61 x 17 m en planta, de 8 a 18 m. de altura y estaban constituidos por muros de hormigón armado de 23 y 38 cm. de espesor. Se moldearon con hormigón de 20 N/mm.^{2}, teniendo un recubrimiento en las armaduras de acero de 2 cm. Actualmente existen muchos de estos en pie después de permanecer en los mares durante 30 años. Para conseguir una adecuada durabilidad en el hormigón éste ha de basarse en un proyecto de mezclas cuyo contenido mínimo de cemento ha de ser de 350 kg/m^3 y su resistencia a la compresión a 28 días en probeta cúbica no inferior a los 50 N/mm^2. En la zona batida por las olas se ha utilizado un agente aireante con objeto de aumentar su resistencia al hielo, pero, por regla general, la solución ha sido emplear cemento portland normal y con la posible alternativa de la sustitución parcial de éste por un cemento PFA. Ha sido objeto de ciertas críticas el contenido en aluminato tricálcico de los cementos británicos, pero actualmente esto no se considera importante. El principal problema concerniente al control del hormigón reside en el complejo contorno de la totalidad de la obra, que tiene que ser moldeado por el encofrado deslizante, ya que es necesario retardar el fraguado del hormigón durante un tiempo que se aproxima a las nueve horas, con objeto de obtener la adecuada sincronización en relación con la lenta velocidad de desplazamiento de los mencionados encofrados, que es de 5 a 7,5 cm./hora.

La utilización en gran escala de un hormigón de tan alta calidad es, ciertamente, poco frecuente en el Reino Unido, si bien para la realización de las vasijas de presión de hormigón pretensado, destinadas a las centrales de energía nuclear, se emplearon grandes cantidades de esta clase de hormigón. Sin embargo, si se hace un estudio de las obras corrientes realizadas en Inglaterra en las que únicamente en zonas muy especiales se emplea el hormigón de 40 N/mm^2, la utilización de un hormigón de 50 N/mm^2 en todas las diferentes partes del proyecto, que llega a alcanzar un volumen de 100.000 m^3, supone un planteamiento de programa para la obra totalmente nuevo. Para la tercera estructura McAlpine/Sea Tank, en la cual se ha utilizado una gran cantidad de prefabricados, la calidad general del hormigón utilizado se consiguió incrementar a 60 N/mm^2, empleándose en todo momento materiales convencionales y métodos de elaboración corrientes.

Producción del hormigón

La planta de dosificación y amasado está constituida por dos amasadoras gemelas de tambor de 1,5 m^3 de capacidad y una instalación adicional de amasado, cuya capacidad de elaboración viene a ser la mitad de la primera. Con ambos medios se obtiene una producción total permanente, suficiente para alimentar las bombas de hormigón, de 90 m^3/hora y así es posible rellenar los encofrados deslizantes. Las velocidades previstas para el desplazamiento de los encofrados, ya mencionadas anteriormente, para la realización de las dos primeras estructuras fueron de 7,5 y 5 cm/hora respectivamente. Esto implicó la obtención de una producción media de hormigón de 60 m^3/hora, pero la velocidad realmente conseguida fue algo superior a la planificada. Cabe señalar que para la segunda estructura la colocación de 1.100 m^3 de hormigón vino a suponer una altura de hormigonado del cajón de 1,00 metros.

El hormigón se colocó por bombeo, a excepción de las primeras partes de la construcción de la "artesa", utilizándose para ello dos bombas, cada una de 45 m^3/hora, situadas debajo de la planta de amasado. Estas distribuyeron el hormigón a las diferentes partes de la obra.

Una vez se puso a flote la primera sección de obra del cajón, se transportó y ancló fuera de la costa, realizándose el bombeo del hormigón por tuberías gemelas de 15 cm. de diáme-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tro, dispuestas sobre un puente flotante. Las tuberías descargaban sobre tolvas y éstas, a su vez, sobre otras cuatro bombas de hormigonado, montadas en el pontón del equipo. Estas bombas servían para alimentar cuatro trompas Schwing de distribución, accionadas hidráulicamente, con brazo de 24 m. de diámetro de alcance cada una, montadas sobre unas vigas que descansaban sobre los gatos del encofrado deslizante, en cada uno de los cuatro compartimientos del cajón. Debido al movimiento del puente flotante durante la construcción y a los desplazamientos relativos entre el cajón y el pontón del equipo, fue necesario disponer los adecuados medios para adaptarse a los alargamientos y acortamientos de los tubos de conducción del hormigón en la medida que fuese necesaria, mientras continuaba la producción de hormigón.

Primera etapa de la construcción

La presa de tierra que cierra las dársenas está constituida por un talud situado entre el nivel del mar y + 4,50 m. y formada por capas de balasto arenoso tendidas sobre material de acarreo. Las dos primeras dársenas, de unos 150 x 150 m. en planta, se construyeron mediante excavación del terreno hasta llegar a alcanzar un nivel de −9,50 m. Para aislarlas del mar, en la parte frontal se construyó un malecón de tierra conteniendo una fila sencilla de tablestacas. En una de las dársenas se localizó un amplio cauce de légamo blando. En cada dársena, a tres alturas diferentes, se practicaron pozos de sondeo con el fin de controlar el nivel acuífero del terreno y para consolidar la estabilidad de los taludes.

Para contrarrestar los empujes horizontales que experimentan estas estructuras marítimas una vez situadas en el lugar de ubicación definitivo, se había previsto en el proyecto la construcción de unos "zócalos" de 3 m. de canto, situados en la parte inferior de los cajones. Para reducir al mínimo la profundidad de la dársena y hacer menos voluminoso el trabajo se decidió que los zócalos se prefabricasen a pie de obra en piezas de tamaño relativamente reducido (en segmentos de 20 toneladas) colocándose éstos en zanjas adecuadas. La placa de solera se moldeó sobre el echadizo en el "molde" nivelado. Las zanjas se rellenaron con zahorra cribada, extraída in situ y, una capa con un espesor mínimo de 50 cm. de este mismo material se colocó sobre todo el molde para conseguir que, cuando se procediese a la inundación de la dársena, se aprovechase todo el efecto de la presión hidrostática. Para conocer la presión bajo la solera se situaron tubos piezométricos. Una vez dispuesto el medio filtrante, todo el conjunto que forma el molde de la solera se cubrió con un revestimiento de hormigón, cartón duro y lámina de P.V.C. (cloruro de polivinilo), hormigonándose seguidamente los primeros 50 cm. de la placa que ha de formar la solera. Las placas principales que forman la solera del cajón tienen de 3 a 4 m. de espesor y se hormigonaron en dos etapas −(los primeros 50 cm. en la dársena, antes de ponerlo a flote) y los restantes 2,50 ó 3,50 m. una vez que se situó en las inmediaciones de la costa, convenientemente amarrada, y antes de proceder a la terminación de la cubierta del cajón.

Completada la primera etapa de la construcción de la losa de la solera, el hormigonado de los muros rigidizadores y de las vigas perimetrales, montáronse seguidamente los encofrados deslizantes, destinados a la realización de la primera etapa de la construcción de los muros del cajón, que han de alcanzar una altura de aproximádamente 13 metros.

El conjunto de elementos constituyente del encofrado deslizante, suministrado por Interconsult, es de un volumen e importancia extraordinaria, siendo mayores que cualesquiera otros que puedan haberse aplicado en la técnica.

La segunda estructura Mc Alpine/Sea Tank precisó, para el encofrado deslizante, más de 1.000 gatos de 3 toneladas de capacidad y fueron necesarios 1.100 m^3 de hormigón para que los muros del cajón llegasen a alcanzar 1 m. de altura. Debido a ser una obra tan desmesurada, la velocidad de desplazamiento del encofrado deslizante se estudió para que fuese

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tan sólo de 5 cm/hora y tal cosa obligó a retardar el tiempo de fraguado del hormigón de modo que fuese de unas 9 horas y así poder trabajar eficientemente. Cada 2 metros, entre ejes, se colocaron estribos para sustentar el encofrado deslizante. Para comprobar si podía fijarse en perfectas condiciones la armadura fue preciso construir un modelo. Desde un local, habilitado a tal efecto, donde está instalado el control central, se gobierna el equipo de accionamiento de los encofrados deslizantes y también las cuatro trompas hidráulicas de hormigonado. Se han adoptado las medidas pertinentes y, a tal fin, se han previsto: pasarelas de acceso dentro y fuera de cada compartimiento; almacenamiento, sobre los estribos de los encofrados deslizantes, del material necesario para las armaduras horizontales y verticales; cuatro unidades generadoras de electricidad, con su depósito de combustible, para todo el conjunto de la estructura, destinada a casos de emergencia; cuatro grúas torre Record 764 para 10 toneladas y 15,70 m. de alcance; cuatro trompas de hormigonado; zonas para el almacenamiento de tuberías, aceros y otros materiales; pertrechos; cuatro servicios de aseo; dormitorio; cantina y, dicho brevemente, los servicios completos para acoger a 250 hombres, que trabajan en tareas relacionadas con la obra realizada por el encofrado deslizante y cuya actividad se desarrolla independientemente fuera de la costa. De hecho, para facilitar el trabajo y simplificar las comunicaciones, el encofrado deslizante se ha dividido en cuatro unidades autosuficientes, dotadas de grúa, medios para colocar el hormigón, etc., estando cada una controlada por su propia dirección.

Amarras y Anclajes

Una vez que se completa la etapa inicial constructiva de la estructura se rellena con lastre. A continuación se desmonta el malecón, se deslastra y remolca la estructura hasta un lugar distante de la costa unos 200 metros, donde es enclada mientras se completa el resto de la obra a realizar en hormigón, siendo la profundidad marina, en dicho lugar, de unos 45 m. Las amarras para sujetar la estructura fuera de la costa están diseñadas para resistir el máximo esfuerzo que se puede producir como consecuencia de las acciones del viento y tormentas y que en algunos casos llegan a ser superiores a las 800 t. en cualquier dirección. Se necesitaron seis tirantes, agrupados por parejas y dispuestos radialmente con un intervalo de 120º. Cada tirante está constituido por una cadena U3 de 100 mm. Los puntos de amarre y los dispositivos de remolque son de tamaños similares y presentan problemas estructurales de poca importancia. A medida que la estructura crece en altura y peso, aumenta el calado; en consecuencia fue necesario encontrar los medios para tensar las cadenas de anclaje con objeto de mantener la estructura en posición. Inicialmente tal cosa se hizo desde el extremo del puntal, pero, debido a las complicaciones que se presentan para fijar el puente flotante, se decidió, por último, retensar los tirantes. Por otra parte los propios anclajes presentan problemas, ya que el lecho marino de Loch Striven está constituido por algunos metros de cieno blando. Algunos buenos anclajes han fallado, cuando se han ensayado al tratar de comprobar si su poder de sujeción es adecuado. Para ello se han diseñado y ensayado anclajes de placa de hormigón armado, actualmente en uso, que admiten una carga de trabajo individual de 400 toneladas. Tales anclajes consisten en grandes piezas de 11,00 x 11,00 x 4,00 metros. Se calcula que el movimiento de la estructura, debido a las acciones del viento, olas, corrientes y mareas, bajo las más severas condiciones pronosticables para Ardyne Point, será, aproximadamente, de 7 m, de modo que todos los elementos de sujeción para el amarre de la estructura deberán estar previstos para tolerar tal desplazamiento.

Puente de Acceso

Amarrado directamente al cajón está el pontón auxiliar para el equipo que actúa como

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

etapa intermedia destinado a manipular el hormigón bombeado desde la costa. El hormigón se descarga en unas tolvas y, después, por medio de cuatro Bombas Schwing de 120 HP cada una, pasa a las trompas hidráulicas que lo colocan en el encofrado deslizante. El pontón también comprede: una subestación de 11 KVA, compresores, área de servicio, depósitos para el suministro de agua y sustenta el extremo final del puente de acceso, que está constituido por siete tramos de unidades Bailey Bridge, de 30 m. de longitud, apoyadas sobre pontones Uniflote. Los pontones Uniflote se sujetan, con cadenas colgantes, a las cadenas de las amarras principales del propio cajón. Sin embargo, no obstante haberse adoptado este sistema y ante la incertidumbre de su comportamiento, es lógica la preocupación de los técnicos, particularmente si se tiene presente la antedicha variación de 7 m, ya que el dispositivo para la conducción del hormigón debe permanecer íntegro durante todo el tiempo que dura el trabajo realizado con el encofrado deslizante. Cada unión se ha diseñado de tal forma que permita una total libertad de movimientos respecto a los tramos adyacentes. Por otra parte se han realizado algunos estudios experimentales mediante la construcción de un tramo de abrigo flotante, como posible protección para el próximo invierno. Se ha instalado una boya registradora del oleaje, y se han dispuesto aparatos de registro para medir los esfuerzos que se producen en las amarras.

Construcción flotante

Los trabajos de hormigonado que realiza el encofrado deslizante prosiguen hasta su conclusión con toda la obra puesta a flote, levantándose las paredes del cajón hasta que alcanzan su altura total, que es de 50 a 60 metros. Cuando esta parte de la obra ha terminado, se procede al acabado de la construcción de la losa de la solera, completándose los trabajos relativos a los dispositivos mecánicos que van en el interior del cajón. Podemos darnos una idea de lo que supone toda esta tarea por el hecho de que, durante este período de la construcción, aparte del módulo principal de inmersión, la bomba y el equipo de control, el sistema de inyección para la cimentación, los depósitos para los crudos de petróleo, las tuberías, controles e instrumentación para la cimentación, han de ser instalados en la plataforma de producción cerca de 1.400 t. de tuberías.

Seguidamente se procedió a construir la cubierta del cajón. Para cubrir las células, de 14,00 x 14,00 m de luz, con una placa de 1 m. de espesor, cada unidad requirió 600 t de hormigón. Se estudiaron diversas posibilidades para resolverlo mediante una solución prefabricada y mejorar el programa de tiempos de construcción, consistiendo la primera en el montaje, en la costa, de una serie de pirámides truncadas, de 30 cm. de espesor de pared, que harían las veces de encofrado perdido y sobre las cuales se dispondrían todas las armaduras. Otra solución, consistente en emplear únicamente elementos planos, permite reducir el peso máximo a elevar de 180 t a unas 45 t, pero incluso con esta solución y empleando una gran barcaza con grúa, el tiempo programado ha sido muy crítico. Es preferible un procedimiento a base de utilizar piezas de 20 toneladas dotadas de una armadura ligeramente superior para su sujeción temporal, que implica la instalación de una planta de hormigonado por desplazamiento sobre apoyos provisionales de acero sobre la cubierta del cajón, pero precisamente esta solución requiere situar un tractor Manitevoc 4.100 sobre la citada cubierta del cajón.

Acabada la cubierta del cajón se procede a construir sobre ésta las cuatro torres de hormigón, operación que se efectúa mediante el empleo de encofrados deslizantes y grúa. Completadas las torres se aplica un pretensado longitudinal por medio de armaduras postesas. El sistema utilizado ha sido el CCL y consiste en 7 cables Dyform de 0,7 pulgadas de diámetro (17,78 mm.), con una capacidad de 2.660 kN por tendón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Estructura de la Plataforma

En las obras que se realizan en Ardyne Point, una vez que se completan y aplica el pretensado a las columnas, se montan sobre éstas un armazón metálico que las une entre sí. Sobre dicho armazón se instala el equipo para el control de la navegación y el del sistema de inmersión. En Loch Striven no se ha procedido a montar la estructura de la plataforma ni los módulos, debido a que la profundidad de las aguas es relativamente pequeña.

La estructura, con un calado de alrededor de 36 m., se transporta remolcada desde el sitio donde se ha procedido a su construcción. Existen diversas variantes para proceder a los trabajos de acabado de la misma. En las inmediaciones de Loch Fyne las posibilidades son muy amplias ya que las profundidades marinas superan los 150 m. En este caso la estructura de la plataforma y algunos de los equipos de tratamiento pueden instalarse a bordo. En estas condiciones se remolca a través del Canal del Norte donde, por determinadas zonas la profundidad de las aguas no es inferior a los 50 metros; esto implica algunas limitaciones en lo que se refiere al peso de la plataforma (hay que tener en cuenta que una carga adicional de 8.000 t. del tablero supone como mínimo 1,00 m. más de calado, pero en cambio tiene una notable influencia sobre la estabilidad de flotación).

Cerca de Rothesay también se dispone de un fondeadero con aguas tranquilas donde pueden cómodamente montarse los módulos de la plataforma, ya que las limitaciones, en lo que se refiere a profundidad, son menores, puesto que el fondo está a casi 80 metros. Otra solución es montar el resto de las instalaciones cuando la estructura se encuentre ubicada en su emplazamiento definitivo, como similarmente se suele realizar en las construcciones que han de ser revestidas.

Conclusión

Es un hecho evidente que durante la construcción de las grandes estructuras marítimas de hormigón no se ha encontrado una barrera tecnológica absolutamente nueva, ya que todos los materiales, técnicas e instalaciones habían sido experimentadas previamente. En cualquier caso, sin embargo, con lo que es preciso enfrentarse plenamente es con la magnitud del problema, ya que se trata de moldear una estructura completa con un hormigón de 50 N/mm^2, utilizando constantemente un encofrado deslizante. Es decir supone realizar el hormigonado de una estructura cuyos muros alcanzan una longitud de 1,8 km. con turnos de 250 hombres que trabajan todos al mismo tiempo y, también, el problema de conseguir que se encuentre perfectamente anclada una estructura que aumenta en peso de 40.000 a 320.000 t. dentro de un tiempo programado en 40 semanas. Hacer frente a tal desafío es la misión del ingeniero civil más que de la ciencia de la investigación la cual, ciertamente, aporta una notable contribución a la solución de los problemas.

HORMIGON PRETENSADO Y CONSTRUCCION DE BARCOS

Por el profesor A.J. Harris

Uno de los trabajos presentados en el Segundo Congreso Helénico del Hormigón Estructural, celebrado en Tesalónica del 28 al 31 de Mayo de 1975, es el del Profesor Alan Harris, Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre Barcos de Hormigón. Amablemente el Profesor Tassios, Vicepresidente del Grupo Nacional Griego, ha autorizado reproducir el trabajo del Profesor Harris. A continuación se publica parcialmente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Introducción

El tema de la construcción de barcos es de una gran amplitud y la idea de utilizar el hormigón pretensado en esta actividad es una materia, lógicamente, más reducida. Por limitaciones de tiempo es imprescindible ser selectivo y, en consecuencia, el autor ha optado por ocuparse únicamente de ciertos aspectos del P.S.C. (Hormigón Pretensado) que, a su parecer, son de importancia capital. Las primeras facetas son de gran importancia por los beneficios que pueden aportar a los barcos; las segundas son importantes por los cambios radicales de actitud que ellas pueden suponer en el ingeniero civil tratando de servir al arquitecto naval y al constructor de barcos.

Primero, haciendo un breve resumen histórico de su evolución, es preciso señalar que los primeros ejemplos conocidos en construcciones de hormigón armado fueron los botes de remos (algunos todavía existen y en buenas condiciones). En ambas guerras mundiales fueron corrientes los barcos de hormigón armado y los equipos flotantes de una y otra clase, siendo la escasez de acero la razón de que esta técnica experimentase un gran impulso. Alcanzaron una buena reputación por su bajo costo inicial, conservación económica y robustez (algunas barcazas petroleras de la Segunda Guerra Mundial todavía están prestando servicio como tales por el Támesis en Westminster). Sin embargo su elevado peso siempre ha resultado ser un inconveniente pues afecta a su aprovechabilidad en tal forma que, tan pronto se pudo disponer de acero en abundancia, los navieros y constructores abandonaron rápidamente el hormigón. En aquella época diseñar barcos con un nuevo material resultó ser un procedimiento que compensaba poco. Magnel ha tratado este tema con el autor de este trabajo y de sus experiencias en el diseño de barcos de hormigón armado como refugiado en Inglaterra del año 1917. Para lograr la licencia de navegación era necesario ajustarse a los dimensionamientos para el acero, tal como lo requieren los Reglamentos del Lloyd (reglamentos que aportan un bagaje de conocimiento experimental sobre barcos similares a éstos) y que sirven para diseñar, uno por uno, los elementos de hormigón con una resistencia mínima, calculados de acuerdo con unas tensiones básicas de seguridad. Indudablemente esta no es la forma más correcta de proyectar cualquier clase de estructura de hormigón; pues si bien el hormigón tiene algunas ventajas estructurales, diseñándolo de esta forma es casi seguro que se desaprovechan. No es sorprendente, pues, que estos barcos resultasen pesados.

Sin embargo, en estas últimas décadas hemos contemplado una revolución, en lo que se refiere al diseño de barcos, que ha sido provocada por el enorme aumento de tamaño de ciertos cargueros, particularmente de los barcos cisterna, ya que estos navíos han sobrepasado con sus enormes proporciones, el tamaño de cualquier barco previamente construido. La experiencia adquirida precedentemente aportaba escasa orientación para la realización del diseño. Los amplios programas para la medida de los estados del mar, así como la determinación de las tensiones de los cascos en servicio y la inmensa posibilidad de análisis de tales medidas, sometidas a las técnicas estadísticas, todo ello debidamente combinado para su utilización en computadores, el desarrollo de nuevas filosofías de fiabilidad, así como la transformación del análisis aportado por el computador, ha dado lugar a una idea clara, coherente y lógica del diseño a desarrollar.

Indiscutiblemente todavía es necesario hacer adecuadas adaptaciones para este material distinto; no basta con establecer una simple correspondencia entre los principios existentes para el diseño de barcos y las prácticas constructivas vigentes para el P.S.C. (Prestressed Concrete) –Hormigón pretensado. El nuevo material presentará ventajas e inconvenientes, que deben ser previstos, ya que las tensiones de cálculo a emplear son completamente diferentes. El comportamiento estructural puede realmente influir sobre el criterio de suficiencia.

El hormigón pretensado puede beneficiarse de la experiencia y trabajos de aquellos predecesores que construyeron barcos de hormigón armado y cabe esperar, en cualquier caso,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

que se consigan mejoras en características, seguridad, durabilidad y peso. Ahora que ya existe un claro concepto para el desarrollo del diseño, parece oportuno considerar que el hormigón pretensado puede aportar, a la construcción de barcos, una valiosa contribución.

"Después de esta introducción el Profesor Harris hizo un bosquejo de las múltiples ventajas que tiene la utilización del hormigón pretensado en la construcción de barcos – fiabilidad en tracción y compresión, ausencia de fisuras, alto rendimiento frente a la fatiga, etcétera. Puesto que muchos de estos aspectos figuran en la publicación de la F.I.P., "Barcos de Hormigón Pretensado: Consideraciones de Proyecto", publicado a finales del año 1975, no se tratan aquí estos apartados. Seguidamente el Profesor Harris enfoca el problema económico desde los siguientes puntos de vista:

Peso

A este respecto cabe señalar que no es infrecuente el caso de cargueros especiales, entre los que se destacan los destinados al transporte de L.N.G. (Gases Naturales Licuados), en los que el exceso de peso de la estructura es de poca transcendencia; en todo caso cualquier uso generalizado del PSC (hormigón pretensado) en la construcción naval servirá para acabar con el problema del excesivo peso que tienen los barcos de hormigón.

En las aplicaciones del hormigón pretensado a la ingeniería civil y estructural apenas sí es posible actuar sensiblemente contra el peso. Si acaso, en la sección central de un puente de gran luz, el peso de la estructura puede ser significativo, pero incluso en este caso su importancia es estríctamente relativa. Es dudoso merezca la pena gastar cierta suma de dinero en reducirlo. Esta insensiblidad a la consideración del peso se patentiza por la historia del hormigón de altas resistencias. Con el advenimiento del pretensado, la resistencia del hormigón saltó desde aproximádamente 25 kN/m^2 a 40 kN/m^2, con el propósito, casi exclusivo, de reducir las pérdidas por fluencia.

Pueden obtenerse fácilmente hormigones con resistencias dobles a la que se ha mencionado anteriormente; sin embargo, a efectos de cálculo, se sigue adoptando un valor próximo a los 40 kN/m^2, y esto se hace así, no por que los ingenieros sean demasiado prudentes (las estructuras, de las cuales se han presentado informes en el Congreso de la F.I.P., pueden ser objeto de tal imputación), sino porque no existen ventajas económicas utilizando valores tan altos. El aprovechamiento de resistencias más altas da lugar a que las secciones sean más delgadas y a costos relativos de mano de obra más altos. Por consiguiente resulta ser un material más caro, sin compensación económica alguna, y la eventual excepción, por ejemplo, de efecto indirecto e importancia menor, de reducir los costos de manipulación y botadura.

En los barcos, sin embargo, se hace caso omiso de la afirmación rotunda de que "si la estructura es exageradamente pesada el barco se hunde". Un kilo más de peso en el peso de la estructura es un kilo menos de carga útil y una reducción en el aprovechamiento económico del barco durante toda su vida. Hay, consecuentemente, una ventaja directa y máxima al reducir la tara. En este trabajo de reducir la tara los ingenieros civiles tienen poca experiencia, pero, si verdaderamente desean colaborar con eficacia en la técnica de la construcción de barcos, tendrán que aprender la forma de conseguirlo.

Aunque el peso sea importante y aunque esta importancia adquiera particular énfasis cuando uno se dirige a los ingenieros civiles, no es, desde luego, un categórico a perseguir y no importa lo que se gaste. Para cualquier barco en particular habrá una óptima combinación entre el peso y el costo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

CALDWELL, en su ponencia ante la IASS en Hawai facilitó la siguiente expresión:

$$S_w + S_c \left(\frac{R_{ca}}{R_{wa}} \right) > C$$

En donde S_w y S_c son porcentajes de reducción en peso y costo, respectivamente, del diseño A respecto al diseño B, y

$$R_{wa} = \frac{\text{Peso de la estructura}}{\text{carga útil}} \qquad \text{para el barco A}$$

$$+ R_{ca} = \frac{\text{Costo anual, dependiente del costo inicial del barco}}{\text{costo medio anual}} \qquad \text{para el barco A}$$

También Caldwell dio valores típicos para un carguero moderno de gran tamaño, tales como $R_w = 2{,}0$ y $R_c = 0{,}4$, lo que nos da un $S_w + 2S_c > 0$; es decir, el porcentaje de ahorro en costo no debe ser menor que la mitad del incremento de porcentaje del peso. Puesto que tal costo es el del total del barco, y, puesto que en barcos de esta clase el costo estructural puede ser, como mucho, el 50 por 100 del costo total, se ha llegado a la conclusión de que un incremento en el peso estructural debe venir compensado con un ahorro proporcionalmente equivalente en el costo. Si nos planteamos el caso de una estructura en PSC (hormigón pretensado) con un peso adicional del 20 por 100 (cifra que consideramos muy real), y, suponemos, además, que la relación sigue siendo buena para un incremento de esta magnitud, en estas condiciones precisaremos economizar alrededor de un 20 por 100 en el costo estructural para lograr un aprovechamiento equivalente. Por otra parte, ningún armador es partidario de adoptar un nuevo material, exclusivamente, porque tenga la misma aprovechabilidad; necesita la evidencia de un sustancial ahorro en los costos primarios. Por consiguiente es necesario que el costo de una estructura constituyente del casco de un barco de hormigón pretensado no sobrepase en un 0,6 el costo de un casco de acero. En el caso considerado, con un peso extra del 20 por 100, el costo por tonelada del hormigón pretensado no deberá ser mayor del 50 por 100 del costo del acero.

Otra hipótesis, por ejemplo, es que el barco de hormigón pretensado pese lo mismo que el barco hecho con acero, en cuyo caso el citado 20 por 100 de economía será imprescindiblemente necesario para animar al armador a que se decida por este material. Hemos llegado a la conclusión de que el hormigón tiene que costar, por tonelada, como máximo un 80 por 100 de lo que cuesta el acero para empezar a ser competitivo.

Ahora bien los nuevos precios para los pontones flotantes construidos en hormigón pretensado, estructuras de moderada complejidad, diseñadas bajo los conceptos de los principios clásicos y en las cuales la preocupación por el peso es escasa, tienen un costo por tonelada alrededor del doble que las obras estructurales y civiles normales y tan sólo aproximadamente un sexto del costo normal de construcción de los buques de acero. Por consiguiente, para ser atractivo, el costo del hormigón pretensado deberá ser:

En el supuesto de embarcaciones del mismo peso (en acero u hormigón) aproximadamente cinco veces, para los pontones construidos en hormigón pretensado.

En el supuesto de un 20 por 100 más de peso (en las embarcaciones de hormigón), aproximadamente tres veces para los pontones de hormigón pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Esta disponibilidad de margen para actuar sobre la estructura y la construcción es estimulante.

¿Cuáles son las posibilidades? Hay dos aspectos a considerar, los materiales y la forma estructural.

Materiales

Una mejora en la economía estructural puede conseguirse bien aumentando las resistencias o bien disminuyendo la densidad.

Hoy en día, en obras de ingeniería civil de excelente calidad, es frecuente que la resistencia del hormigón sobrepase la típica resistencia del proyecto de 40 N/mm^2 y en determinados casos esto se consiga con amplio margen. Esto es debido a que no es muy difícil lograrlo y porque tal aumento reporta ventajas secundarias en lo que se refiere a durabilidad, impermeabilidad, etc. La F.I.P. ha estudiado las posibilidades que existen de elaborar hormigón de muy altas resistencias, definiéndose como tal al hormigón de 100 N/mm^2 en adelante, (Véase informe de la F.I.P.) y ha encontrado diversos procedimientos para hacerlo sin recurrir a materiales extraños o plantas especiales.

Los límites superiores que se pueden alcanzar en las resistencias del hormigón son mucho más altos, ya que se ha podido observar que las pastas puras de cemento compactadas, de las cuales se han hecho pruebas en los laboratorios de la C&CA en Wexham, llegan a presentar resistencias del orden de los 400 N/mm^2.

Siempre bajo el punto de vista de obtener resultados prácticos es necesario intentar alcanzar resistencias que puedan lograrse fácilmente con las técnicas de hoy día y cuya utilización en el proyecto no signifique influir demasiado radicalmente sobre los conceptos estructurales actualmente aceptados. Tal forma de actuar debe representar una mejora en la construcción, no una revolución. Que resulte algo más caro es admisible, pero este gasto extra debe orientarse en el sentido de una cuidadosa elección de los materiales, una mejor construcción y una mayor vigilancia, en lugar de introducir innovaciones en el equipo de maquinaria.

Se sugiere que un hormigón cuya resistencia sea de 70 – 80 N/mm^2 debe satisfacer estos requerimientos. Proyectar estableciendo resistencias mucho más altas que las propuestas presenta muchas dificultades; las tensiones admisibles, correspondientes a los hormigones de muy altas resistencias, se ha comprobado que son realmente imposibles de utilizar en las soluciones estructurales clásicas y aquella estructura en la que se llegue a emplear tal material constituirá realmente una total novedad. Tales innovaciones pueden, eventualmente, encontrar aplicación en la construcción de barcos; mientras tanto es muy importante abstenerse de proponer cosa alguna que esté fuera de nuestros presentes conocimientos.

La utilización de áridos ligeros también constituye una buena posibilidad. Se han podido constatar resistencias de 65 N/mm^2 en un hormigón con una densidad alrededor de 2,0 (véanse Informes de la F.I.P.). Refiriéndonos a resistencias, a igualdad de pesos, el hormigón ligero se puede asimilar al hormigón de áridos densos que se mencionó anteriormente. Además ha sido ampliamente utilizado en el hormigón pretensado. Su uso tiene la ventaja, sobre el hormigón denso, de que las secciones tienen que ser mayores, resultando el moldeo más fácil y resolviéndose fácilmente el problema de acomodar los tendones y armaduras. Con el mismo peso una losa será un 25 por 100 más gruesa y las tensiones que deba soportar aproximadamente un 35 por 100 más reducidas. Cuanto mayor sea el canto tanto mayor será la economía en acero para absorber el momento flector local.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Forma estructural

El elemento estructural básico, a partir del cual se construye el casco de un barco es la placa bidimensional. Tales piezas presentan resistencias en dos direcciones, aprovechándose el material, por así decirlo, dos veces; es un elemento rígido en servicio; su resistencia a rotura es alta y su agotamiento viene acompañado por flechas muy importantes. Su construcción no presenta dificultades y es una pieza muy robusta. Actualmente se dispone de los suficientes conocimientos para calcular con exactitud una losa armada en dos direcciones, sometida a una carga transversal combinada con una fuerza axil, bien de compresión o de tracción, que es el caso concreto de los paneles del fondo de un barco, sometidos a flexión completa.

Normalmente el hormigón en las proximidades del eje neutro de la placa no está sometido a tensiones, excepto a cortantes, siendo la resistencia de una placa a este tipo de cargas excesivamente superior. Sin embargo, cuando la placa se encuentra sometida a cargas axiles, no se desaprovecha esta zona del hormigón, puesto que colabora a absorber dichas tensiones axiles. A medida que aumentan las dos dimenisones mayores, el canto de una placa maciza puede llegar a superar los 200-300 mm. En este caso es preferible aligerar la placa mediante cavidades, formando una especie de doble pared. El inconveniente de una estructura de tal clase estriba siempre en la imposibilidad de realizar una inspección de su interior. Esto constituye una desventaja fundamental si se trata de una construcción en acero, pues se plantea la necesidad de enlazar todos los huecos con un sistema de bombeo, en el caso de producirse filtraciones.

Con la aplicación de un relleno de espuma de plástico rígido de células cerradas moldeado in situ puede sellarse permanentemente la estructura, en cuyo caso no se la podrá poner objeciones.

Cuando se trate de placas de grandes dimensiones, resulta más conveniente una estructura de doble pared, pudiendo ser de hormigón pretensado tanto la pared interior como la exterior, pero lo suficientemente separadas como para poder ser inspeccionada la cámara y con los correspondientes elementos de enlace para resistir los cortantes, de tal modo dispuestos que la doble pared actúe como una losa bidireccional. Los elementos para resistir los cortantes pueden ser almas de hormigón; para este caso concreto el hormigón pretensado no es muy eficaz para el cortante y su peso resulta excesivo. Podrá realizarse una triangulación en hormigón armado o en hormigón pretensado cuando el tamaño de las piezas permita obtener buenos efectos mediante variación de su postura durante su prefabricación. La armadura para resistir los cortantes es posible resolverla con una triangulación en acero, incluso utilizando tubos, ya que los modernos sistemas de protección pueden ser adecuados para las piezas de acero consolidantes situadas allí.

Sean cual sean los dispositivos para resistir el cortante, una estructura de doble pared de esta clase es altamente eficaz a flexión y torsión, tiene buenas características de seguridad y, por presentar una superficie interior lisa, es atractiva para el usuario.

Para mamparos interiores pueden disponerse placas muy delgadas, en forma de artesa, similares a los mamparos metálicos. Este elemento estructural presenta resistencia en una sola dirección, pero para esta finalidad su eficacia es alta.

Inversión de la carga

La típica viga de hormigón pretensado, tal como se concibe en ingeniería civil, se encuentra sometida a una carga que actúa en una sola dirección, cuyo valor, normalmente, es una fracción de la carga permanente. Todos conocemos las ventajas del pretensado, calculado desde el punto de vista elástico bajo la acción de tal carga; la sección de hormigón está calculada para una fracción variable de la carga y el peso propio está "fuera de tensión".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En los barcos el momento flector debido a las aguas tranquilas sin oleaje viene a representar el papel de la carga permanente; los momentos flectores resultantes son, generalmente, de magnitud mucho más amplia y completamente reversibles. Si calculamos tal estructura por la simple superposición de tensiones, apreciaremos que el hormigón pretensado resulta inadecuado. En efecto, el planteamiento no es tan sencillo.

1. El pretensado no se puede aumentar. Las tensiones, originadas por la puesta en carga de los tendones, no pueden, salvo en el improbable caso del retesado de los tendones, ser mayores que en el momento del tesado; a partir de entonces, este valor cae hacia un valor asintótico algo inferior al 20 por 100. Sobre una base de cálculo racional, una tensión, que se ha aplicado deliberadamente, que se ha comprobado y que no puede aumentar, dará un factor de seguridad distinto al resultante de las cargas exteriores, para las cuales no hay un límite físico y, cuando se consideran, la suma del pretensado y las tensiones debidas a las cargas externas hay que utilizar un factor inferior al que resulte de la suma de tensiones debidas únicamente a las cargas exteriores.

2. En realidad, suponiendo que la adherencia entre los tendones y el hormigón es adecuada, cuando el hormigón se agota a compresión, la deformación es tal que las tensiones existentes en los tendones, en la zona rota a compresión, dejan de ser de tracción; el pretensado habrá desaparecido. En la rotura por compresión el único esfuerzo sobre el hormigón es el debido a la carga externa, hecho que es preciso tener en cuenta al efectuar el cálculo en el estado límite.

3. En los cálculos elásticos se utilizará la sección equivalente. Puede muy bien suceder que la utilización de grandes secciones para las armaduras, con tendones que trabajen a baja tensión y hormigones con módulo de elasticidad reducido (es decir de áridos ligeros) resulte ventajosa. Por consiguiente la variación que la tensión del tendón ha de tener será creciente. Tal cosa debe ser tenida en cuenta, pero parece improbable que sea tan grande como para provocar un riesgo de rotura por fatiga.

Además de estos aspectos, que deberán ser tenidos en cuenta en los conceptos básicos de diseño, hay uno o dos detalles prácticos que resultan favorables:

Los tendones no están tan concentrados como, por ejemplo, en una viga con fuerte carga permanente; prácticamente la carga estará casi uniformemente distribuida por toda la sección. Esto facilitará mucho la disposición de las armaduras y la construcción.

Las dimensiones son lo suficientemente amplias como para poder distribuir el pretensado transversal en todas las piezas. La capacidad para resistir las tensiones cortantes y las de torsión mediante el pretensado es una enorme ventaja, suficiente para influir sobre la seguridad de la estructura.

Conclusiones

El pretensado cuenta con dos argumentos a su favor, para su utilización en la construcción de barcos, de gran importancia:

Su fiabilidad como material estructural es única; su durabilidad, y por consiguiente su facilidad de conservación, le hacen ser extremadamente atractivo.

Las principales dificultades que encontrará el ingeniero civil al aplicar sus conocimientos sobre este material, cuando trata de ofrecerselo como solución a los arquitectos navales y a los armadores, son:

La necesidad ineludible de proyectar teniendo en cuenta la de obtener un peso mínimo; unas condiciones especiales a las cuales no está acostumbrado debidas a, la repetida inversión de la mayoría de las acciones que actúan sobre las piezas de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

LAS PROPIEDADES DEL HORMIGON EMBEBIDO DE PETROLEO

Uno de los principales objetivos de la Comisión de la F.I.P. sobre Vasijas de Presión y Recipientes de Hormigón es el de los posibles usos del hormigón armado y pretensado en la construcción de vasijas para el almacenamiento de combustibles. Uno de los grupos de trabajo, bajo la dirección de Mr. Félix Kulka (EUA), se está ocupando de este tema y está tratando de elaborar un Manual de Buena Práctica para la construcción de tanques de hormigón para almacenar petróleo.

En la Conferencia Internacional sobre Tecnología de la Construcción Submarina, celebrada en Cardiff en abril de 1975, los señores M.A. Matti, A.J. Watson y B. Rawling, de la Universidad de Sheffield, presentaron una ponencia titulada "The Properties of Oil-Soaked Concrete" (Las propiedades del hormigón embebido de petróleo). El índice, que aparece al principio de esta ponencia, y que se reproduce más adelante, puede ser de interés para aquellos que trabajan en este tema.

En este trabajo experimental se han investigado algunas de las propiedades del hormigón embebido de petróleo utilizando a tal efecto los correspondientes ensayos normalizados sobre probetas embebidas, durante diferentes períodos de tiempo, en crudos de petróleo de Kuwait. Los resultados obtenidos se compararon con los presentados por probetas similares no embebidas.

1. Resistencia a compresión. Ensayo de rotura de cubos de 100 mm.
2. Resistencia a tracción. Ensayo de hendimiento sobre cilindros de 100 mm de diámetro x 200 mm de longitud.

   Ensayo para el módulo de fluencia, sobre prismas de 100 x 100 x 500 mm de longitud.
3. Ensayo de adherencia. Ensayo al arrancamiento, con redondos corrugados y lisos de 16 mm.

Se utilizó crudo de petróleo de Kuwait para ensayar los hormigones con tres clases de mezclas que presentaban diferente porosidad, hechos con cemento portland normal y áridos naturales de río. La cantidad de petróleo absorbido por cada probeta durante la imbición se determinó pesando las probetas antes y después de su inmersión. Para determinar la profundidad de penetración del petróleo en el hormigón se utilizó una lámpara de rayos ultravioletas.

Aunque no se llegó a producir una total saturación de la probeta con el petróleo, sin embargo la reducción en la resistencia a compresión fué como mínimo de un 8 por 100, y la resistencia a la tracción se incrementó alrededor de un 15 por 100, al comparar este valor con el que presentaban las probetas no mojadas. De los ensayos de adherencia por arrancamiento no se obtuvieron resultados concluyentes.

El informe contiene algunos datos interesantes relativos a la penetración del petróleo. El empapamiento comenzó cuando la edad de las probetas alcanzó los 14 días, permaneciendo estas en un recipiente corriente de 500 mm de profundidad hasta 14 días antes de ser ensayadas, en cuyo momento se colocaron en una vasija de presión que contenía petróleo y a una presión de 240 – 275 kN/m². Los autores hacen los siguientes comentarios: "que la profundidad de penetración y la superficie embebida de petróleo aumentan con el tiempo y con la relación agua-cemento; que la penetración del petróleo no fué uniforme, incluso al cabo de 6 meses de imbición y, particularmente, la zona posterior de la cara fratasada de la probeta no se llegó a mojar".

ESTADIO OLIMPICO DE MONTREAL

En el N° 55 de Notas de la F.I.P. se han publicado comentarios sobre la construcción

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

del Estadio Olímpico de Montreal, indicandose que en todo él se utilizó el sistema Freyssinet de pretensado. Es preciso señalar que en la construcción del mástil no se ha empleado el sistema Freyssinet y que en futuras Notas de la F.I.P. se espera facilitar más detalles sobre el mismo.

Traducido por:
C. Sánchez Castro.

COMUNICADO DE EUROESTUDIOS, S.A.

Ha sido nombrado Director General de EUROESTUDIOS, S.A., D. Juan Herrera Fernández, Dr. Ingeniero de Caminos, quien hasta ahora ha ocupado los cargos de director del departamento de Estructuras y director de Proyectos de Carreteras en la citada compañía de ingeniería.

ULTIMAS PUBLICACIONES DEL GABINETE TECNICO DEL SINDICATO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION

Acabamos de recibir las últimas publicaciones editadas por el Gabinete Técnico del Sindicato Nacional de la Construcción. Los títulos y autores de estos interesantes trabajos son los siguientes:

- "Organizaciones profesionales", por Luis Labiano Regidor de Vicuña.
- "Ponencias presentadas al II Sector Monográfico sobre Construcción industrializada".– Indice: Industrialización del proceso constructivo, por F. Aguirre de Yraola.– Diseño arquitectónico más evolución, igual diseño industrial, por F.M. García Ordoñez.– Parámetros condicionantes en el proyecto con sistemas industrializados por J. Monjó.– Sistema industrial de la construcción, por P.E. Christoffersen.– Instalaciones prefabricadas en edificación, por J.M. Martínez de Luco.– La coordinación dimensional y modular, por F. Aguirre de Yraola.– Diseño industrial y diseño arquitectónico, por M. Durán-Lóriga y colaboradores.– La construcción industrializada de viviendas en España: Realizaciones de la Obra Sindical del Hogar, por J.M. Fernández.–Industrialización y arquitectura, por D. del Aguila.–Intervención del usuario en el diseño arquitectónico, por I. Paricio y colaboradores.– Observaciones sobre el Diseñc Arquitectónico en la prefabricación pesada, por D. Oriol Bohigas.– Sistematización armónica de "El espacio arquitectónico", hacia su materialización industrial, por R. Leoz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– "Ponencias presentadas a las III Jornadas Técnicas".– Indice: Los sistemas de construcción, su evolución, por V. D'Ors.– Sistemas de grandes paneles, por el Grupo "i".– Sistemas con elementos tridimensionales, por M. Safdie.– Sistemas con plásticos hinchables, por J.M. Prada.– Sistemas de construcción industrializada ligera, por M. Masvidal.– Sistemas de cerramientos metálicos, por E. Segovia.– Estructuras prefabricadas de hormigón para naves industriales, por J. Alonso.– Encofrados túnel, por M. Cabrera.– La edificación como coordinación de subsistemas parciales, por el Grupo "i".

CUADERNOS MONOGRAFICOS

Cuaderno 6: "Procedimiento español de construcción industrializada PRESCOIN", por J.L. Calvo.

Cuaderno 7: "Descripción técnica del sistema RODRIGUEZ DE LA CRUZ", por J.A. Rodríguez de la Cruz.

Cuaderno 8: "Encofrados Túnel", por M. Cabrera.

Cuaderno 9: "La fábrica Sior. Análisis de productividades", por J. Garrido.

Cuaderno 10: "Consideraciones sobre el cálculo y ejecución", por J. Garrido.

Cuaderno 11: "Rocas ígneas", por J. Burg Hohn y J. Burg Mateos.

Cuaderno 12: "La construcción de la vivienda flexible", por J. Grau.

Cuaderno 13: "Cerramientos metálicos galvanizados", por E. Segovia.

Cuaderno 14: "Cálculo de edificios de gran altura prefabricados con grandes paneles", por A. Unzueta.

Cuaderno 15: "Control de la dispersión en la producción", por J. Garrido.

Los interesados en recibir estas publicaciones, que se distribuyen con carácter gratuito, deberán dirigir sus peticiones a la siguiente dirección:

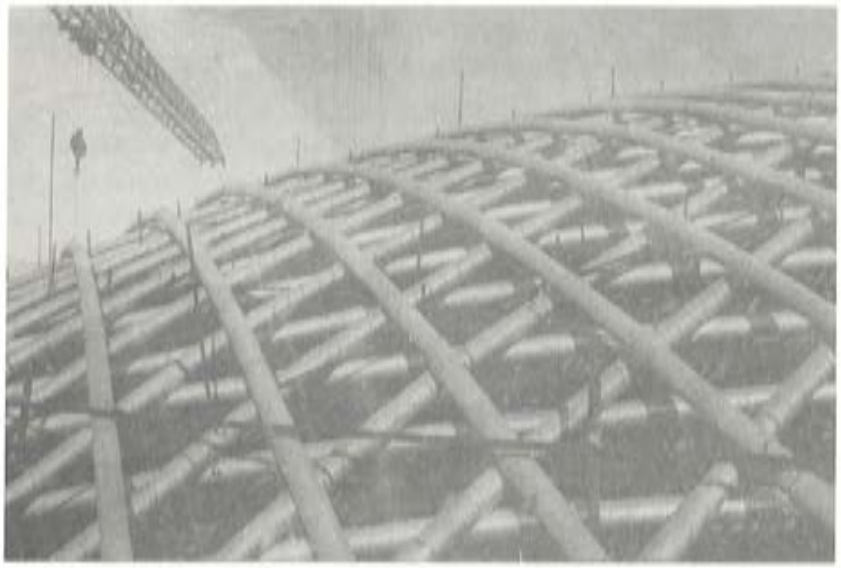
Gabinete Técnico del Sindicato Nacional de la Construcción
Paseo del Prado, 18 y 20
MADRID - 14

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

JUNTAS
DE
DILATACION

SISTEMAS
RUB y
TENSA-ACME

Central Nuclear de Lemóniz.
Vista general de la obra en Noviembre 1976



Central Nuclear de Lemóniz.
Detalle vainas en cúpula

SISTEMAS
DE
PRETENSADO
BBRV

S.A.E. BBR

OFICINAS:
Rosellón, 229, 1.º 2.ª
Teléfs. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8

FABRICA:
Polígono Industrial Barcelonés, CN-II Km. 591,5
Teléfs. 93/875 10 50 pedir 29 ó 31
ABRERA (Barcelona)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

LA REVISTA "E.I" DE LA ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LA CONSTRUCCION

La Asociación de Investigación de la Construcción viene editando, trimestralmente, la Revista "Estudios e Investigaciones", "E.I.", que trata de ser portavoz de todas las actividades de investigación científica y de reflexión cultural que existen en el país sobre el mundo de la construcción entendida como soporte físico de una arquitectura, y un instrumento de análisis de todos los aspectos del "habitat" humano en sus múltiples dimensiones técnica, sociológica, histórica, filosófica y artística; en fin, un amplio seminario de investigación y de estudio al que invita a participar a cuantos están interesados desde una superior perspectiva humanística en estos temas.

Ultimamente, hemos recibido el número 4 de dicha Revista, que se inicia con un artículo editorial en el que se mantiene la tesis de que, el arquitecto, para la sociedad de la era tecno-científica, habrá de ser necesariamente un arquitecto informado y que a las responsabilidades técnicas añada una conciencia de las humanidades y un sentido de los valores, esa ética que es, en fin, el propio fundamento de la razón y la libertad.

Dicho número incluye además un trabajo de J.C. Villacorta bajo el título de IDEAS GENERALES PARA UN NUEVO CONCEPTO DEL "HABITAT" HUMANO; un estudio de R. Gómez López-Egea sobre la obra del arquitector Antonio Palacios y un ensayo del investigador G. Conrad sobre la Catedral de Toledo y la concepción del volumen en las estructuras góticas.

Se completa el índice con una recopilación documental realizada por A. del Valle Menéndez sobre el valle montañés de Trasmiera, cuna de insignes canteros montañeses, y con una conversación con el Grupo Profesional de GO.DB. ARQUITECTOS ASOCIADOS, de Valencia, en torno al tema de la construcción de viviendas mediante elementos.

Comentarios técnicos y críticos de la actualidad integran el panorama cultural que la Revista abarca a nivel de la construcción entendida como soporte de arquitectura, y su documentación y sus recensiones bibliográficas enriquecen las páginas de esta interesante publicación que presenta en su portada un viejo grabado de la Acrópolis ateniense.

Los interesados en esta publicación deberán ponerse en contacto con la dirección de la misma, en:

Pº del Prado, 18-20, planta 9ª – Madrid-14. Tels.: 239 34 64 y 239 60 92

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **"Miembro Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de **"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).—General Yagüe, 8. Madrid-20.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avenida del Generalísimo, 51, derecha. Madrid-16.
CAMARA, S.A.—Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S.A. (CIASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Alameda de Osuna, 50. Madrid-22.
ELABORADOS METALICOS, S.A.—Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.—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-17.
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, 20. 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.—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 ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de O.P. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTECMAC.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.—Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.—Paseo de Pereda, 32. 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 Martín de Centellas (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona.
S.A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S.A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Velázquez, 150. Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.—Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

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 Cali (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).
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).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025