VIALIDAD — REVISTA DE LA DIRECCION DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES — AÑO XXIV - OCTUBRE — NOVIEMBRE — DICIEMBRE DE 1982 N° 84

84

OCT / NOV / DIC 1982

VIALIDAD

5 de Octubre DIA DEL CAMINO

República Argentina
La Plata
Prov. de Buenos Aires

M. O. P.
Dirección de Vialidad

ISSN 0042 - 5028

REPUBLICA ARGENTINA
PROVINCIA DE BUENOS AIRES
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

GOBERNADOR DE LA PROVINCIA	Sr. Jorge Ruben Aguado
MINISTRO DE OBRAS PUBLICAS	Ing. Carlos María Benaglia

DIRECCION DE VIALIDAD

ADMINISTRADOR GENERAL	Ingeniero Gonzálo Amaranto Perera
SUB ADMINISTRADOR	Ingeniero Horacio César Albina
INGENIERO JEFE	Ingeniero Julio César Astuti

DIRECTORES

Construcciones	Ingeniero José María Mundiña
Conservación	Ingeniero Mario Augusto Ripa
Estudios y Proyectos	Ingeniero Matías Yuffe
Vialidad Urbana	Ingeniero Enrique Silvio Benaglia

SUBDIRECTORES

Construcciones	Ingeniero Carlos Salomón López
Estudios y Proyectos	Agrimensor Jorge Chiabrando
Administración	Señor Omar Guillermo Cacace
Zona I	Agrimensor Mario Domingo García
Zona II	Agrimensor José María Scasso
Zona III	Ingeniero Oscar Guillermo Scally
Zona IV	Agrimensor Eberto J. Pérez
Zona V	Ingeniero Alberto Oscar Rossi
Zona VI	Agrimensor Orlando René Ponte
Zona VII	Agrimensor Juan Carlos Cordisco
Zona VIII	Ingeniero Víctor Rodolfo Fernández

COMISION PERMANENTE DE PUBLICACIONES

Ingeniero	Julio César Astuti
Ingeniero	Nancy Villabona
Ingeniero	Daniel Lugones
Señor	Omar G. Cacace

VIALIDAD

REVISTA DE LA DIRECCION DE VIALIDAD

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

PROVINCIA DE BUENOS AIRES - ARGENTINA

Año XXIV Octubre/Noviembre/Diciembre de 1982 N° 84

Fundada por Resolución
Nº 1610, de
17 - IX - 1957

Publicación trimestral
Técnico - informativa

SUMARIO

NOTICIAS INSTITUCIONALES — Pág.

Nuestra portada 2
Curso de Asistencia Inmediata para accidentes de tránsito 3
3er. Seminario de Seguridad Vial realizado en la ciudad de Junín los días 29, 30 de Setiembre y 1° de Octubre del cte. año 5
1932 - 1982 - 50° Aniversario. 5 de Octubre Día del Camino 6
Antecedentes de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires 8
Discurso pronunciado por el señor Gobernador de la Pcia. de Bs. As. en la Inauguración del Viaducto r.p. 44 Lavallol - La Tablada - 6 de octubre de 1982 11
Palabras pronunciadas por el señor Ministro de Obras Públicas Ing. Carlos María Benaglia, en oportunidad de celebrarse el Día del Camino 5-X-82 13
5 de Octubre de 1982 ¡Feliz Centenario, querida Ciudad! 16
Exposición Vial 17
Licitaciones a efectuarse en los meses de Octubre y Noviembre de 1982 18

ARTICULOS TECNICOS

Influencia de la Carretera sobre el Consumo de Carburante.
Por: Hans Joachim Förster 21
Pavimentos Bituminosos para Tableros de Puentes.
Por: Ing. Civ. C. de Backer 39
Modificación de los ligantes bituminosos para su empleo en pavimentos flexibles.
Por: Juan J. Ortega, M. Blanco y A. Cuevas 53
Algunos ensayos para evaluación y control de adhesivos epoxi para hormigón.
Por: Helene Paulo R. do Lago 67
Módulo de elasticidad de hormigones.
Por: E. Gómez y M. S. Gatica 81
Publicaciones de la Dirección de Vialidad 94

DIRECCION DE VIALIDAD
DE LA PROVINCIA
DE BUENOS AIRES

Calle 7 Nº 1175 - La Plata
Buenos Aires - Argentina

Los artículos pueden reproducirse citando la fuente.
Registro de la propiedad intelectual Nº 586.585.
La responsabilidad de lo expuesto en los artículos firmados corresponde exclusivamente a los autores.

Nuestra Portada

5 DE OCTUBRE DIA DEL CAMINO

Logotipo conmemorativo de la Dirección de Vialidad al Centenario de la Ciudad de La Plata, en la celebración del Día del Camino, realizado por el Arquitecto Eduardo José Lavecchia, Jefe División Obras Especiales, D.V.B.A.

5 - Octubre - 1982

Fotografía
Néstor O. Aguirre

Diseño
Willy Ocampo

Coordinación y Supervisión:
Prof. Roberto Angel Urriza

Impreso en KINGRAF S.R.L.

Curso de Asistencia Inmediata para lesionados por accidentes de tránsito.

La Dirección de Vialidad organizó, conjuntamente con el Ministerio de Salud Pública y Medio Ambiente de la Nación un nuevo curso de ASISTENCIA INMEDIATA PARA LESIONADOS POR ACCIDENTES DE TRANSITO, el que se llevó a cabo en la Ciudad de Junín.-

Fueron coordinadores médicos la Dra. RAQUEL E. LANGLEY por el Ministerio de Salud y Medio Ambiente y el Dr. RAUL GOTELLI por la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires.

Profesores los Doctores ALFREDO AGUIAR; MARIO G. CALVO; RAUL GOTELLI y RAQUEL E. LANGLEY.-

Los asistentes fueron agentes municipales, representates de la Policía Provincial local, asistentes sociales del Ministerio de Educación y Defensa Civil.-

El Curso consistió en el desarrollo de clases teóricas y prácticas instrumentadas a través de estudios científicos que han demostrado que la contínua tensión a que se ven expuestos, aquellos que podemos considerar profesionales del volante, los lleva a soportar cambios de importancia en su esfera síquica, como así también en su actividad orgánica, a tal punto que por las alteraciones a nivel cardiovascular registradas por el electrocardiógrafo, control del pulso y tensión arterial los expone a situaciones de peligro debido al riesgo contínuo de una conducción tensionante.-

Recientes estudios han demostrado que no menos del 30 de las personas que mueren a causa de un accidente de tránsito, se hubieran salvado de tener una rápida y adecuada atención médica ó paramédica inmediata, es decir, prestarle los primeros auxilios en el lugar del hecho.-

Curso primeros auxilios por Accidente Vial (Junín)

Ellos son un conjunto de medidas y prevenciones que deben tomarse para atender en forma inmediata a todo accidentado, hasta tanto se consiga atención médica. El conocimiento de estas medidas hacen que en alguna forma se puede contribuir a prevenir males mayores, e inclusive salvar una vida, no debiéndose olvidar que el índice de mortalidad de los traumatismos graves aumenta con el transcurrir del tiempo en la atención.-

Curso primeros auxilios por Accidente Vial (Junín).

3° Seminario de Seguridad Vial realizado en la ciudad de Junín los días 29, 30 de setiembre y 1° de octubre del cte. año.

La Dirección de Conservación organizó esta nueva reunión con el objetivo de enriquecer los conocimientos ténicos y administrativos, que favorezcan la planificación y ordenamiento del tránsito, dentro del personal directivo de las comunas provinciales.

En esta oportunidad fueron representadas cincuenta comunas con setenta y dos delegados, quienes llegaron a conclusiones sobre sus inquietudes, la mayoría de las cuales serían satisfechas con la aprobación del proyecto de la Nueva Ley de Tránsito.

Los temas de importancia que se expusieron son: "El proyecto de la nueva Ley de Tránsito"; "Educación Vial Asistemática"; "Modelos de exámenes teórico-práctico para la obtención de licencias de conductor"; "Inspección del estado de los vehículos"; "Distintas vias de circulación dentro del área urbana"; "La ciudad y su señalamiento"; "Señalamiento Luminoso"; "Organización médica para el exámen psicofísico del conductor"; "Estadisticas de accidentes y Compañías de Seguros".

Fueron expositores los Dres. Hilda Riera, Guido M. Bulián, Walter F. Chavez; Ingenieros Horacio J. Blot, Osvaldo P. Sttorani y Beatriz R. de Roberto; Señores Manuel Miras Fernández, Alejandro Rodriguez y Sra. Marta Ortiz.

Seminario Educación Vial (Junín)

1932-1982-50° Aniversario

5 de octubre: día del camino.

En 1925 se reunía en la Capital Federal el Primer Congreso Panamericano de Carreteras. En esa oportunidad los congresales coincidieron en aprobar una ponencia en el sentido de invitar a los países representados a celebrar en toda América el "Día del Camino", instituyendo para tal fin, los días 5 de octubre de cada año.

Dicha sugerencia no tuvo, con posterioridad, total eco, puesto que aún en algunos países condicionan la celebración vial a fechas íntimas de resonancia nacional. Otro tanto pasó con el Congreso en sí, que fue reconocido por el gobierno argentino recién en 1928, época en que se advierte la necesidad de crear un organismo central que promueva un gradual desarrollo en materia vial. Pero esa necesidad vino demorándose por no existir decisión firme que resolviera este problema.

Hasta entonces "nada existía de orgánico y permanente. Se construían los caminos según fuese la mayor o menor diligencia de los gobiernos; la tarea despareja impedía que se canalizase el tráfico con rumbos definidos y, la que un día era ruta transitable, al siguiente era abandonada ante el mejoramiento de otro camino próximo. Sin ley básica y sin recursos permanentes, los organismos nacionales y provinciales no podían cumplir una misión más eficaz". Así expresa la Memoria de la Dirección Nacional de Vialidad, Tomo I, Año 1933.

La labor era desconexa hasta ese momento. Hacía falta contar con disposiciones legales y técnicas que promovieran un organizado desarrollo de la tarea vial en la República Argentina. Esta inquietud no la cumplían los decretos y leyes aparecidos con posterioridad a 1810, y otras que sirvieron de antecedentes a la que podemos designar como ley máxima de Vialidad Nacional, aparecida en 1932. Hasta ese momento las reglamentaciones tenían sólo una acción limitada en cuanto al devenir vial.

El espíritu de la sugerencia emanada del Primer Congreso Panamericano de Carreteras tuvo, por primera vez resonancia en Argentina, el 5 de Octubre de 1933, un año después de la creación del ente vial nacional. En dicha oportunidad, el Poder Ejecutivo nacional juntamente con las autoridades de Vialidad Nacional celebran el primer aniversario de la creación del organismo.

Pero veamos el por qué de la fecha instituída para la celebración vial. Hay quienes manifiestan que se debe a la fecha de promulgación de la ley de organización vial nacional; hay, por otra parte, quienes sostienen que ello arranca desde la sugerencia efectuada por el Primer Congreso Panamericano de Carreteras.

Trayendo un poco de claridad histórica, es menester dejar aclarado que la fecha 5 de octubre proviene de la ponencia del Primer Congreso y la sanción de la ley es una "coincidencia preestablecida", o sea que se buscó cumplir con la ponencia para dar al país la estructura vial que urgía.

En 1925 el Congreso Panamericano aludido instituye el día 5 de octubre por ser la fecha de la inauguración del mismo. El Gobierno Nacional reconoce al Congreso Vial y toda su actuación en el año 1928 y, finalmente, el 5 de octubre de 1932 se da a "conocer" la Ley 11.658.

Las tres fechas precedentes tienen incidencia en la gravitación del quehacer vial. La primera

emana de una resolución del Congreso, cuya parte saliente está concebida en los siguientes términos: "1° Instituir el día 5 de octubre, fecha de la inauguración de este Congreso, como Día del Camino en todas las naciones de la Unión Panamericana; 2° Invitar a los países representados a realizar ese día actos públicos en las reparticiones administrativas, universidades, colegios y escuelas del Estado y particulares, propiciar conferencias, publicaciones, congresos, etc., y toda otra manifestación que tienda a demostrar las ventajas de una buena red caminera".

Con respecto a la segunda fecha, vale destacar que el Gobierno, recién en 1928 -con posterioridad al Segundo Congreso Panamericano de Carreteras realizado en río de Janeiro el 5 de octubre de 1927- aprueba la actuación del Primer y Segundo Congresos. Es a partir de esta fecha que Argentina toma real conciencia de la necesidad de una organización vial estable. Ello genera un movimiento para fijar bases sólidas. Se perfilan así, los lineamientos que obran como antecedentes de la Ley 11.658 pues es propósito "crear un organismo encargado de establecer un desarrollo gradual y paulatino del sistema caminero argentino", "pero se nota también -agrega la Menoria de Vialidad Nacional, año 1933- que nunca el problema había sido abordado con la decisión y la energía indispensables para su solución. De ahí que solamente al comenzar la actuación del gobierno actual (Presidente de la Nación, Agustín P. Justo), fue encarado resueltamente el problema y el proyecto del Poder Ejecutivo de de los legisladores, sirvieron de base para la sanción definitiva, salvándose con ello, una grave omisión en la legislación argentina".

Y, finalmente, la tercera fecha: el 30 de setiembre de 1932 se sanciona la Ley 11.658, de creación de la Dirección Nacional de Vialidad, y que fue promulgada ese 5 de octubre de 1932. La Repartición, hasta entonces se denominaba "Dirección General de Vialidad". La ley de referencia establece la autonomía como así también el carácter de institución de derecho público. Esta última fecha es definitiva para señalar el reconocimiento por parte de las autoridades nacionales como "Día del Camino", propiciado por el Primer Congreso Panamericano de Carreteras en 1925. Apoya esta aseveración el hecho de que el decreto de creación carece de fecha. Su vigencia se inicia el 5 de octubre de 1932 en oportunidad de darse a conocer públicamente la referida ley en un acto oficial.

Al cumplirse el primer aniversario en 1933, la Dirección Nacional de Vialidad, cuyo primer presidente fué el Ing. Justiniano Allende Posse, contaba con 386 profesionales y técnicos, 545 administrativos y 2.011 obreros para atender una red de 15.900 kilómetros de los cuales 810 estaban pavimentados.

Antecedentes de la Dirección de Vialidad de La Provincia de Buenos Aires

1784 - El Virrey Juan José Vértiz dispuso que se pavimentara la primera ruta, conocida en la época de la Colonia como Calle de las Torres (hoy Avenida Rivadavia).

1794 - El Real Consulado de Buenos Aires, del que el General Manuel Belgrano era su secretario, sostuvo el propósito de construir un camino que pasara por Patagones.

1817 - Suscripto por el Director Supremo, don Juan Martín de Pueyrredón, el 31 de enero el Cabildo de Buenos Aires aprueba un decreto de creación de una Comisión de Caminos para que, entre otros, "establezca una salida principal al Oeste de la ciudad y otra al Sud, llevándose estos caminos hasta la mayor distancia posible". Los ingenieros Felipe Senillosa, Gregorio Collazo y Martín José González se desempeñan por el decreto siguiente.

1821 - El Gobernador Marín Rodríguez (su secretario era Bernardino Rivadavia) crea, el 23 de octubre el Departamento de Ingenieros Arquitectos.

1824 - Juan Gregorio de Las Heras, Gobernador de Buenos Aires, crea el 25 de setiembre la Comisión Topográfica, encargada de reunir datos para formar el plano topográfico de la Provincia.

1826 - El 26 de junio, "en lugar de la Comisión Topográfica, se establecerá un Departamento de Topografía y Estadística, siendo nombrados Vicente López como Jefe y Felipe Senillosa y Avelino Díaz como 1° y 2° ingenieros, respectivamente. Ambos decretos son suscriptos por Bernardino Rivadavia, Presidente de la República.

1852 - Por decreto del Gobernador López a partir 26 de junio se "restablece con el nombre de Departamento Topográfico" al creado el 26 de junio de 1826"que se hallaba reducido a completa nulidad". Nombróse Jefe a Saturnino Salas quien lo ejerció hasta 1875.

1869 - Por ley 325, promulgada el 22 de setiembre queda establecida una Oficina de Ingenieros, dependiente del Ministerio del Interior y residencia en la Capital Federal, siendo nombrados su director y empleados por el Presidente de la República.

1875 - Por Ley 757 del 14 de octubre y sobre la estructura anterior, se organiza el "Departamento de Ingenieros Civiles" que funciona hasta 1912, año en que se lo suprime por Ley de Presuspuesto.

1878 - Se pone en vigencia una de las primeras leyes denominadas "Ley General de Tierras Públicas" de la Provincia de Buenos Aires. Establece que donde se abran caminos no pueden oponerse los dueños a entregar las tierras sin indemnización alguna.

1880 - El 17 de mayo en la Ley sobre cercas se establecen por primera vez la división de caminos en: Generales, de 50 metros de ancho; municipales, de 30 m. y vecinales de 16 metros.

1884 - El 21 de abril la Legislatura de Buenos Aires se instala en el edificio del Departamento de Ingenieros (hoy Vialidad) hasta el 4 de mayo de 1888 sancionando 393 leyes. El 15 de abril es feriado nacional por le traslado de los poderes públicos a La Plata.

1887 - El 23 de setiembre y el 1° de diciembre se aprueban por decreto los proyectos de traza de los principales caminos generales de la Provincia, los que se disponen converjan del Norte, Oeste y Sur al Puerto de La Plata.

1888 - El 23 de junio se aprueban las trazas de los "caminos carreteros" en la Provincia y se autoriza su amojonamiento.

1889 - El 8 de octubre se da la "Ley de Caminos y Cercos". Por la misma se otorga categoría de caminos dentro de una red a las calles que habían sido reconocidas por decretos de 1-12-87 y 23 de junio de 1888. La ley tendrá decisiva gravitación en el ordenamiento de las redes viales del país.

1890 - Por Ley 2381 del 22 de octubre, se aprueba la Carta Orgánica y autarquía del Departamento de Ingenieros, suprimiéndose desde ese año el cobro del peaje.

1891 - Se organiza el Departamento de Ingenieros de acuerdo al Presupuesto vigente y al personal se lo ajusta de acuerdo a la ley del 22 de octubre de 1890. Preside el Ing. Carlos Maschwitz.

1910 - Se pone en vigencia el 1° de marzo la ley de creación de la Dirección General de Caminos aprobándose su reglamentación recién el 3 de abril de 1912.

1913 - En la Ley de Presupuesto de la Provincia este año se suprime el Departamento de Ingenieros Civiles, estableciéndose el 5 de mayo la forma en que se dispondrán y recibirán los fondos que perciba su extinguida habilitación. También se deja sin efecto el 30 de abril el nombramiento del presidente, Ing. Benjamín Sal.

1913 - El 15 de julio se ordena por decreto el traslado a La Plata de la Dirección General de Caminos de la Provincia que se hallaba ubicada en la calle Corrientes n° 651, Capital Federal.

1913 - Por ley del 1° de agosto de este año se establece una nueva organización a la Dirección General de Caminos que pasa a denominarse "Dirección de Puentes y Caminos". El 6 de agosto nombran director interino al Ing. Abraham Tapia, entonces director de las obras del camino afirmado La Plata-Avellaneda; subdirector al Ing. Arturo Hoyo e Inspector General al Ing. Florentino de Basaldúa y secretario al Sr. Pedro Cufré.

1913 - El 18 de octubre se reglamenta la ley que crea la Dirección General de Puentes y Caminos. Se establece el ejercicio de la superintendencia de todos los caminos determinados por los artículos del 2° al 8° de la Ley de Caminos y Cercos del 8-10-1889.

1915 - Desde el 1° de enero se denomina "Dirección de Hidráulica, Puentes y Caminos".

1923 - El 31 de mayo de este año se vuelve a designar "Dirección de Puentes y Caminos".

1925 - El 5 de octubre realiza su sesión inaugural el Primer Congreso Panamericano de Carreteras en la Capital Federal. La Comisión V produce el 10 de octubre una resolución que es aprobada: celebrar el Día del Camino el 5 de octubre de cada año en conmemoración de esa primera magna asamblea vial.

1932 - el 30 de setiembre se sanciona la Ley 11.658 de creación de la Dirección Nacional de Vialidad, hasta entonces denominada Dirección General de Vialidad. Por el Art. 2° se establece su autonomía como así el carácter de institución de derecho público. Se crea un sistema de caminos troncales nacionales en la República, instituyendo, también, un sistema de ayuda federal a las Provincias.

1932 - Por Ley 4117 del 8 de noviembre y su decreto reglamentario del 28-9-33, la Provincia de Buenos Aires se adhiere a la Ley nacional 12625 y su reglamentaria 87573 del 4 de abril de 1941 de creación del fondo de ayuda nacional a las Provincias, motivando ello la reorganización de la entonces Dirección de Puentes y Caminos. Por la 4117 se crea, en la Provincia el Consejo de Vialidad que subsiste hasta 1943. Se crea, también el fondo de caminos (sobretasa de la nafta y otros impuestos).

1933 - El día del Camino se celebra por primera vez en el país el 5 de octubre.

1936 - El 1° de enero, sobre la base de la reorganización anterior, se determina, definitivamente, denominar "Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires", D.V.B.A., sigla que se conserva hasta el presente.

1943 - Por decreto 3036 del 19 de agosto y del acta del Consejo de Vialidad n° 600 del

25-8-43, se establece la primera autarquía administrativa y financiera de la Dirección de Vialidad. El mencionado decreto cumplimentaba, además. los requisitos de las leyes nacionales 11658 de creación de Vialidad Nacional y la 12625, que otorgaba un plazo de 2 años a las Provincias para acogerse al Fondo de Ayuda Federal (Coparticipación Vial Federal).

1945 - Por decreto 6290 del 25 de abril se aprueba el primer plan general de mejoramiento de las calzadas de suelo natural de la red de caminos secundarios dentro de la Provincia, para el quinquenio 1945 -1949.

1947 - Por Ley 5838 es abrogada la autarquía de Vialidad y disuelto su Consejo.

1956 - El 18 de mayo, por decreto-ley 7823 y su reglamentario 15622 del 5 de setiembre de este año, se restablece la autarquía de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires que es administrada por un Directorio integrado por un Presidente y seis vocales que representan a entidades. El Art. 13 establece un Ing. Jefe y el 14 un Consejo Técnico que lo asesora.

1966 - El 10 de agosto, por decreto 748, se declara la intervención en la Dirección de Vialidad y se nombra al Ing. Carlos E. Vitalini como interventor quien, el 19 de agosto, por Resolución N° 1, crea un Consejo Asesor integrado por tres miembros.

1972 - El 16 de octubre, por ley 7943, "sustitúyese la Ley de Autarquía de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, Decreto Ley 7823/56 y sus modificatorios por la presente Ley de Autarquía" en cuyo Art. 3° se establece que "la Dirección de Vialidad será administrada por un Administrador General y un Subadministrador General". Se declara, también, el establecimiento de un Consejo Asesor de 7 miembros y tres directores principales a saber: Ejecutivo, Técnico y Administrativo. Un Consejo Técnico formado por los jefes de las dependencias principales de Vialidad. La reglamentación de este nuevo tipo de autarquía con relación a la de 1956, lleva el número de decreto 922 del 13 de marzo de 1973. Esta autarquía es la que rige actualmente a Vialidad y es administrada por el Ing. Gonzalo Amaranto Perera, quien asumió las funciones de Administrador General el 15-4-81 por decreto número 112.

Discurso pronunciado por el señor Gobernador de La Pcia. de Buenos Aires, en la inauguración del viaducto - rp. 44 Lavallol - La Tablada - 6 de octubre de 1982

El 5 de Octubre de 1925 se instituyó el Día del Camino en la República Argentina y el día 5 de Octubre de 1932, fué sancionada la Ley 11.658, que permitió la concreción de la obra vial que a partir de ese momento se desarrollo en nuestro país.

Esa sabia Ley Nacional fué en el transcurso del tiempo, limitado en la utilización de recursos que por ley tenía destinada y estamos empeñados como hombres responsables en la función de Gobierno en este momento, para que se vuelva a los sanos principios que la inspiraron y que permitieron concretar tanto de lo que en algún momento se pudo hacer.

El País, y esto es reconocido por todos, necesita integrarse, necesita desarrollarse entre todos los sectores, para lo cual es fundamental que halla caminos y si el País lo necesita en virtud

Inauguración Viaducto R.P. 4

Inauguración Viaducto R.P. 4

de su extraordinaria extensión, no menos cierto es que los gobiernos de la Provincia de Buenos Aires han enfrentado, enfrentan y enfrentarán el desafío también de integrar con caminos su extenso territorio provincial.

No es solamente tampoco la integración del territorio provincial a través de caminos de redes principales o secundarias, sino que es también la necesidad de otro camino; del camino urbano, en una Provincia donde en el área metropolitana y en el resto de las ciudades desparramadas por el territorio provincial, hacen falta en este momento pavimentar más de 250.000 cuadras de tierra, lo que representa realmente un desafío a la imaginación de quienes gobiernan y de quienes tendrán que gobernar.

Esto requerirá seguramente grandes esfuerzos por parte del gobierno, cuyos recursos provienen genuinamente de la actividad económica de su población y por lo tanto, nuestro gobierno está decididamente empeñado en llevar adelante, dentro de sus posibilidades reales, la mayor parte de obras de este tipo.

Hoy, como adhesión a este "Día Nacional del Camino" celebrado ayer, el Gobierno Provincial ha querido venir a inaugurar este Viaducto, que representa un esfuerzo importante en la concreción de toda esta R.P. 4, llamada Segundo Camino de Cricunvalación de la Ciudad de Buenos Aires o Camino de la Tradición, que está prácticamente realizado en muchas partes y en vías de realización en otras.

Pero cuando uno mira las necesidades de toda esta área metropolitana, se dá cuenta que realmente lo que falta es muchísimo más de lo que se ha hecho, por lo tanto, dentro de todas las prioridades para cualquier acción de gobierno, caminos, pavimentos es una de las fundamentales, porque gracias a los caminos podrá desarrollarse la economía, podrá integrarse el territorio y podremos también distribuir en forma más lógica nuestra población bonaerense.

Pero si caminos como obra pública, es fundamental para el desarrollo material de la Provincia, ojalá también avancemos en otras vías de comunicación más importante, la comunicación humana, la posibilidad de que entre todos los hombres que habitan esta Provincia de Buenos Aires, se puede establecer esa comunicación humana, que permita conocernos más, teniendo la absoluta seguridad que solamente a través del conocimiento, podremos entrar en el camino de la cooperación que posibilitará de hoy en más la conciliación definitiva de los argentinos por el futuro que ese pueblo argentino merece. Muchas gracias.

Palabras pronunciadas por el señor Ministro de Obras Públicas, Ing. Carlos María Benaglia, en oportunidad de celebrarse el Día del Camino 5-X-82

La Circunstancia de conducir el Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires me confiere el privilegio de esta tribuna levantada para recordar el Día del Camino y, al propio tiempo resaltar los 50 años de vigencia de la Ley 11.658, base fundamental del desarrollo vial argentino.

Empero este 5 de octubre de 1982 tiene una connotación particular porque en pocos dias más, se cumplirán cien años de la fundación de la ciudad de La Plata, crisol de la unidad nacional y simiente de la organización definitiva de la república.

El espíritu creador de Dardo Rocha fue acompañado entonces por la capacidad vital del Ministro Damico y, en la faz técnica, por el Departamento de Ingenieros integrado por hombres de valía como Francisco Lavalle, Jorge Coquet, Pedro Benoit y tantos otros que, con los limitados recursos disponibles, contribuye-

El Ministro de Obras Públicas Ing. Carlos María Benaglia haciendo uso de la palabra.

ron a diseñar y materializar esta ciudad, de majestuosa arquitectura, y perfecto trazado propio de una inspiración genial, y que al influjo de una habilidad de artesanos con visión de futuro, se fué plasmando en su admirable conformación urbanística que la ha destacado desde siempre.

La misión asignada a esos visionarios que nos precedieran en nuestro quehacer diario, cobra especial dimensión cuando en algo más de 8 meses, lograron concluir este edificio que fue el primero en habilitarse en la capital de la provincia; el asiento originario de los técnicos encargados de su trazado, que debieron desplazarse un año después, en 1884 con motivo del traslado desde Buenos Aires de la sede de la Legislatura Provincial que se radicó aquí mismo hasta la terminación del actual Palacio de 7 entre 51 y 53 y donde el Fundador pronunció, en su central salón del Directorio, el último discurso de su mandato.

Las crónicas de su tiempo cuentan que la actual calle 1, entonces Camino Real a Magdalena, en 1882, fue la línea de apoyo del trazado de las calles de la ciudad, que no era más que una amplia zona de tierra flanqueada por la fronda de "El Bosque", sin otra mejora que la huella que el andar asentaba.

Así también era precario el estado del "Camino General de Buenos Aires" que cruzaba los campos de los Bell, con extensos pantanos que imposibilitaban el tránsito de los carros durante períodos prolongados, viendose desfilar solamente las tropillas de ganado que se llevaban al Abasto, Chascomús, Magdalena y Barracas.

La inquietud yacía en el Departamento de Ingenieros y, uno de sus miembros, el ingeniero Jorge Coquet delineó el primer trazado de amojonamiento de los caminos de la provincia y puso en marcha el plan que posibilitó su realización. La famosa red de Coquet fue el punto de partida de una tarea permanente, sostenida y encomiable desarrollada por los hombres y las mujeres que se fueron sucediendo en la Dirección de Puentes y Caminos, y que más tarde fortalecieron el desarrollo económico y el progreso de las comunicaciones mediante la consolidación institucional de la Dirección de Vialidad.

En este mismo recinto, hace casi cien años. se definieron los perfiles y el contenido de este epicentro de la cultura y el pensamiento elaborado que fue, es y será la ciudad de La Plata, que no desmiente su pujanza comercial e industrial porque sigue ejerciendo supremacía la estructura viva de sus universidades.

Hoy asumo la representación de la familia vial con la responsabilidad de saber interpretar fielmente sus expresiones afectivas, unidas en la emoción de las reminiscencias e integradas por las convicciones profundas de sus hombres que, por encima de las discrepancias transitorias enseñan y muestran una auténtica comunidad de ideales.

En aquellos tiempos de disputas, rencillas y desencuentros esteriles entre los argentinos, el camino configuró el moderno medio de comunicación que surcó el rumbo fértil de la tierra conquistada para la civilización, abriendo brechas en el desierto hostil regado por las huellas de los héroes anónimos de nuestra historia que, con su entrega y con su vida, permitieron años después vertebrar las sendas de asfalto y hormigón que conforman la red caminera de la Provincia de Buenos Aires.

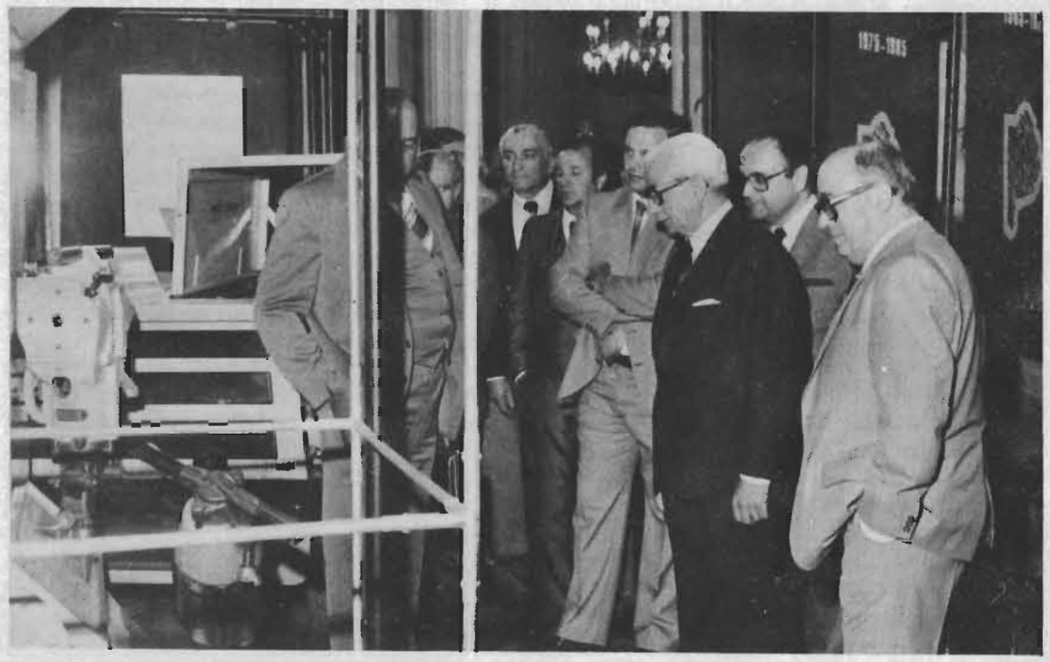
El Ministerio de Obras Públicas y la Dirección de Vialidad desean perpetuar en el bronce enclavado sobre estos muros que forman parte de la historia de nuestra ciudad, el recuerdo emocionado a los hombres que la idearon y concibieron desde el viejo Departamento de Ingenieros y, junto al tradicional homenaje al Día del Camino, rememorar el Centenario de La Plata con la proyección de la imágen de Dardo Rocha, hombre público, gestor de este modelo de civismo, numen de la unidad nacional, político cabal que supo sobreponerse a la soberbia y a la incredulidad de sus adversarios y de sus compatriotas que no entendieron ni el sortilegio de su imaginación creadora ni la tremenda responsabilidad de cumplir con una mandato imperativo de la Nación.

La Comunidad Vial será custodia permanente de esta casa, con legítimo orgullo y manifiesta autoridad. Quiero sin embargo, reservar para mi, un mensaje final que procura testimoniar una reflexión sobre nuestra actitud, nuestro estilo y nuestro compromiso.

En la emulación del gesto de sinceridad, desprendimiento y valor de aquellos hombres que forjaron su mañana de aspiraciones y de sueños, les exhortó a buscar con intenciones claras, firmeza de propósitos, fortaleza de convicciones, espíritu de sacrificio y fe en Dios, Nuestro Señor, el camino de la reconciliación y del amor para que germine la esperanza de un reencuentro definitivo con nosotros mismos, puestos al servicio de la noble tarea de rescatar la moral de la República y reconstruir esa Argentina nueva que deseamos ofrecer como prenda de paz y gloria para nuestros hijos.

Que así sea.

El Sr. Ministro de Obras Públicas Ing. Carlos María Benaglia y el Administrador de Vialidad Ing. Gonzalo Amaranto Perera, descubriendo la placa conmemorativa al Centenario de la ciudad de La Plata (5 - X - 1982).



Visita a la Exposición Vial del Ministro de Obras Públicas Ing. Carlos María Benaglia, acompañado por el Administrador de Vialidad Ing. Gonzalo Amaranto Perera y el arquitecto Eduardo J. Lavecchia.

5 de octubre de 1982

¡Feliz Centenario, querida ciudad!

Los que contribuímos a realizar los caminos **Hoy**, en este nuestro día, te deseamos, a medida que el reloj regresivo nos acerca al día de tu cumpleaños, un feliz centenario, Atenas del Plata.

Atenas del Plata, pués según cuenta la leyenda, en el proyecto que te creaba no tenían nombre, y misteriosamente, con distinta letra y tinta aparece agregado al pié del documento. . . y la nueva ciudad se llamará La Plata.

El Presidente de la Comisión Legislativa que entendía en el asunto era José Hernández y parece que lo puso en homenaje a la Universidad de Charcas (también conocida por la Universidad de La PLata), donde se habían educado muchos de los hombres de Mayo, bajo cuya advocación se pensó ponerte. Así naciste ciudad universitaria, pués ya Rocha y Rafael Hernández pensaban en dotarte de Universidad, lo cual concretaron al poco tiempo de tu nacimiento. Decían los padres de la Grecia Eterna, que lo que no era bello no era bueno ni útil.

A tí te hicieron bella, pues naciste del tablero de dibujo de un genio, y te hicieron refugio de lo más útil, que es el pensamiento humano.

Ahí pués, el genio de Benoit te creó, el empuje de Rocha te realizó y la sutileza del padre de Martín Fierro te bautizó.

Tu plano siempre despertó admiración; premiado con medalla de oro en 1889 en París, José Martí al verlo le dedicó un poema.

Hoy, desde este hermoso salón oval del antiguo Departamento de Ingenieros, desde donde los manes de los que **Ayer** te soñaron, parecen decir, como Antonio Machado: "Caminante no había ciudad ni camino se hizo camino y cuidad al pensar y trabajar, pensamos que, inmersos de lleno en la era de la revolución electrónica, donde por la velocidad del avance científico y técnico, el mañana es ayer, a tí que fuiste concebida como una solución a los problemas urbanos del industrialismo, dotada de calles y diagonales donde el sol y el aire se reparten equitativamente, te debemos tus hermanas de la era del electrón ¡Arquitectos! ¡Ingenieros!. A pensar. ¡Felices cien años, Charcas de La Pampa!.

Raúl E. Marne

Pd: Fuentes de datos históricos: Dr. Tomás Diego Bernard, historiógrafo de La Plata y descendiente del escribano del Dr. Rocha, y José María Prado, jefe del archivo histórico de Geodesia.

Exposición Vial

Como parte de los actos celebrativos del Día del Camino y en adhesion al Centenario de la ciudad de La Plata, se llevó a cabo la muestra denominada "Vialidad, ayer, hoy y mañana", que se desarrolló con gran exito, en los jardines e interior de la sede central, con el aporte de diversas áreas de la Dirección y empresas privadas.

La exposición ilustró, acerca de la evolución del contexto vial a lo largo de los años.

En el sector exterior se mostraron los primitivos equipos y señales camineras provenientes de los museos viales pertenecientes a distintas subdirecciones zonales (I, Junín; VI, Mar del Plata; VIII, Necochea), en llamativo estado de conservación, que junto a los más modernos y sofisticados equipos viales nacionales e importados (Astarza, Fracchia S.A., John Deere, Mercedes Benz, Atlas Coop, etc), dieron la imagen buscada del progreso, tal como lo demostraron los sistemas de alumbrado publico emplazados en el jardin, desde la artesanal columna con lámpara incandescente hasta la actual y esbelta columna metálica recta con luminarias de sodio, instaladas por la empresa Ferrari con el apoyo del Departamento Electromecánica de la Municipalidad de La Plata.

En el sector interno y enmarcado por el desarrollo vial de la Provincia y del eje La Plata - Buenos Aires a través de las decadas, el recorrido llevo a los visitantes a apreciar con cierta dinámica, una muestra de herramientas, instrumental, maquetas, publicaciones, fotografías, y demás elementos que hacen a la historia, actualidad y futuro de la Dirección de Vialidad de la

Provincia (con la intervención y adhesión del Automóvil Club Argentino, Wasserberg S.A., Armco, Cleanosol Argentina, Librería Centro y Multimódulos).

Pudo observarse también, una muestra fotográfica de las obras viales en proceso de construcción y las recientemente inauguradas así como una serie de fotos aereas tomadas en el area de la ciudad de La Plata en las que se apreciaban el aporte vial de la D.V.B.A. a la ciudad centenaria.

Durante la muestra, permaneció abierto al asombro del público visitante, el histórico salón oval del Directorio, donde al margen de su imponente estilística arquitectura, pudo observarse importantísima documentación histórica proveniente del archivo general de la D.V.B.A. asi como una muestra del mobiliario y equipamiento técnico actual y pretérito de la repartición.

Con posterioridad, y tras el cierre de la muestra, gran parte de los elementos expuestos fueron trasladados con la colaboración de la zona III, hasta el Eje Monumental de la Ciudad de La Plata donde, desde el 10 hasta el 28 de noviembre iclusive, la Municipalidad de La Plata llevó a cabo los actos centrales, relativos al Centenario de la ciudad, conformando un colorido stand en donde el público, en su recorrido a través del interior de una alcantarilla metálica de tres metros de diámetro, tuvo la oportunidad de conocer la maqueta de la futura autopista La Plata - Buenos Aires.

LICITACIONES A EFECTUARSE EN EL MES DE OCTUBRE DE 1982

DIA Y HORA	APERTURA DEL ACTO	OBRA	PRESUPUESTO
14/10/82 15.00 Hs.	Municipalidad de Gral Lamadrid	Obras básicas y pavimento asfáltico tipo I y obras de arte en el Cno. R.P. n° 86 - Tramo General Lamadrid - Ruta Provincial n° 6 - Pdo. GENERAL LAMADRID.-	$ 50.344.469.005
20/10/82 11.00 Hs.	Municipalidad de Berazategui	Reestructuración y puesta a punto del sistema de iluminación del Distribuidor de tránsito de Florencio Varela.- Pdos. FLORENCIO VARELA y BERAZATEGUI.-	$ 6.026.564.511
27/10/82 15.00 Hs.	Municipalidad de Esteban Echeverría. Calle Sofía T. de Santamarina n° 432 de Monte Grande.	Ruta Provincial n° 52 - Distribuidor en intersección con vías del F.C.N.G. Roca y R. N. 205 y remodelación Tramo R. N. 205 Estación Canning. Pdo. ESTEBAN ECHEVERRIA.-	$ 118.053.808.570
28/10/82 11.00 Hs.	Municipalidad de Tres de Febrero.-	Semaforización y reubicación de semáforos en las Avenidas Guemes, Gaona, Maldonado y Juan B. Justo.- Pdos. LA MATANZA, MORON y TRES DE FEBRERO.-	$ 2.057.878.249
29/10/82 15.00 Hs.	Intendencia Municipal de Guaminí.-	Reconstrucción de obras básicas y tratamiento bituminoso tipo triple en la R.P. n° 85 - Tramo: R.N. n° 33 - R,P, n° 60 - Pdo . GUAMINI.-	$ 15.459.606.310

LICITACIONES A EFECTUARSE EN EL MES DE NOVIEMBRE DE 1982

DIA Y HORA	APERTURA DEL ACTO	OBRA	PRESUPUESTO
5-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de Suipacha	Construcción de obras básicas y tratamiento bituminoso tipo doble en el camino: Suipacha - Rivas y R.P. 43.- Pdo. SUIPACHA.	$ 34.386.255.073
12-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de Roque Pérez	Pavimentación de la R.P. n° 20 - Roque Pérez - Beguerie - Zona Urbana de Prog. 0,00 m. a Prog. 933,90 m. Pdo. ROQUE PEREZ	$ 4.971.285.316
13-11-92 11.00 Hs.	Hotel Provincial de Sierra de la Ventana	Obras Básicas, pavimento y obras de arte en el camino: R.P. 72 - Tramo: R.P. 51 - Saldungaray - Sierra de la Ventana (Sección Saldungaray - Sierra de la Ventana y Accesos). Pdo. TORNQUIST	$ 27.152.021.922
16-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de La Plata	Construcción de obras básicas y pavimento en la Avenida de Circunvalación de La Plata - Tramo Avenida 32 y calle 26 - Avenida 31 y calle 45.- Pdo. LA PLATA.	$ 38.411.624.401
18-11-82 11.00 Hs.	Dirección de Vialidad	Construcción del camino Acceso Aeroestación Civil de Tandil a partir de la R.P. camino 103 - 19 (Ex Ruta Nacional 226) Pdo. TANDIL	$ 3.823.000.260
22-11-82 11.00 Hs.	Dirección de Vialidad	Construcción de acceso y playa de estacionamiento Comando V° cuerpo Ejército Tte. Gral. Julio A. Roca.- Pdo. BAHIA BLANCA	$ 4.950.069.469
23-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de Avellaneda	Reconstrucción y ensanche de las calles Aguero y Arredondo entre calles Lynch y Arroyo Sarandí (obra Avellaneda n° 29 - Tramo I).- Pdo. AVELLANEDA.	$ 58.528.184.593
25-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de San Vicente	Obras Básicas, pavimento y obras de arte en el camino: R.P. s/n° Tramo: Estación Canning - R.P. n° 6.- Pdos. ESTEBAN ECHEVERRIA y SAN VICENTE	$ 131.559.402.086

DIA Y HORA	APERTURA DEL ACTO	OBRA	PRESUPUESTO
26-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de San Miguel del Monte	Mejoramiento de pavimento flexible en el camino R.P. 215. Tramo R.P. 29 - R.P. 41.- Pdos. BRANDSEN, CAÑUELAS y MONTE	$ 64.212.807.080
29-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de Berazategui	Construcción de un puente de H° A° s/A° Pereyra en el camino R.P. 18 - Villa Elisa - Hudson.- Pdo. BERAZATEGUI	$ 2.030.247.365
30-11-82 11.00 Hs.	Municipalidad de Brandsen	Obras Básicas y pavimento en la Ruta Provincial 53 - Tramo: R.N. 215 - R.P. 6 y puentes s/vía del FF. CC. Gral Roca y calle pública y sobre el Río Samborombón Chico.- Pdo. BRANDSEN	$ 124.416.976.446

Influencia de la carretera sobre el consumo de carburante

Por: Hans Joachim Förster

1.- INTRODUCCION

Sobre la energía y el tráfico vial se están diciendo tantas incongruencias que no vamos a cansarnos de exponer nuevamente los hechos sobre la mesa con la esperanza de que algunos se ocupen de estos planteamientos para sustituir lo opinable por lo científico. Para situar inicialmente el significado del consumo energético por el tráfico en la posición correcta, la figura 1 muestra el comsumo de la Alemania Federal en energía primaria referido al año 1976.

Escasamente el 12 por ciento de la energía primaria consumida en Alemania Federal es absorbida por el transporte. El 53,1 por ciento de las necesidades energéticas primarias se cubren con el petróleo. La columna de la derecha muestra la utilización de este componente energético. Aunque el tráfico vial se realiza exclusivamente con carburantes procedentes del petróleo, su participación supone sólo el 21,1 por ciento. El mayor grupo de consumidores es su empleo en calefacciones de viviendas y pequeños consumidores con más del 33 por ciento, seguido de la industria y de centrales térmicas. El consumo no energético supone el 10 por ciento.

En base a estos valores puede afirmarse que aún cuando se produjeran drásticas reducciones en el consumo de carburante en el sector vial, no mejoraría de forma decisiva la situación energética global en la Alemania Federal. Por ello las medidas para reducir los consumos en los vehículos sólo tienen sentido cuando esos esfuerzos se apliquen simultáneamente a otros sectores.

Este trabajo sólo se ocupará del consumo de carburante en el tráfico vial y sus magnitudes influyentes.

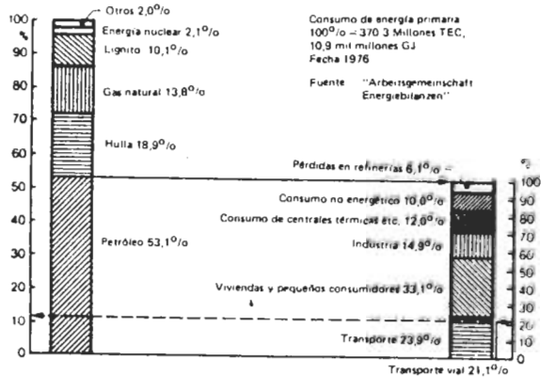


Fig. 1.— Estructura del consumo energético en la República Federal de Alemania.

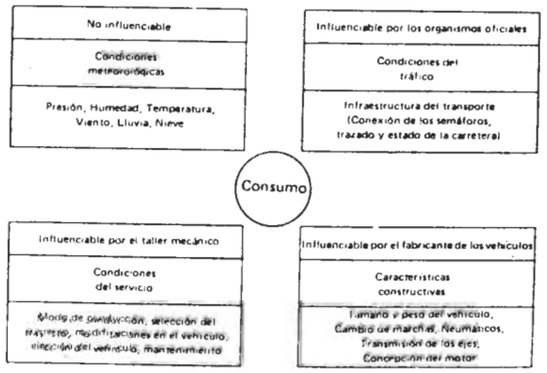


Fig. 2.— Parámetros del consumo de carburante—Magnitudes influyentes generales.

2.- MAGNITUDES INFLUYENTES EN EL CONSUMO DE CARBURANTE

Se va imponiendo lentamente la idea de que el transporte vial constituye un sistema cuyos componentes aislados, conductor, vehículo, carretera, medio ambiente e información y ordenación del tráfico se influyen mutuamente (Fig. 3). Sólo cuando se conozcan estas interacciones dentro del sistema del transporte, podrá mejorarse el esquema total puesto que las medidas unilaterales sobre los componentes aislados frecuentemente no aportan éxito alguno. Hay que considerar también el carácter del tráfico como sistema cuando se desee optimizarlo como tal o cuando se trate de minimizar las emisiones de contaminantes o el ruido o también cuando se plantee la reducción del consumo de carburante, objeto de los temas siguientes.

La figura 2 muestra los factores que influyen en el consumo energético del tráfico vial. En la parte superior izquierda se exponen las magnitudes no influyentes, especialmente las condiciones meteorológicas, y abajo a la izquierda lo negativo o positivo que puede hacer el conductor para influir sobre el consumo, incluyendo el modo de conducir, selección del vehículo y mantenimiento. En la parte superior derecha se expone la influencia de los organismos públicos sobre el consumo incluyendo sobre todo las infraestructuras, trazado, estado de la calzada e influencia del tráfico, no incluyéndose las longitudes y pesos admisibles así como los factores del automóvil que influyen sobre la seguridad y la emisión de contaminantes.

En la casilla de la parte inferior derecha se resumen las responsabilidades del fabricante incluyendo tamaño de vehículo, concepción total del motor desde la transmisión hasta los neumáticos. Este cuadro indica que no se tienen ideas claras cuando sólo se considere una de las magnitudes influyentes.

La siguiente ecuación muestra los factores aislados que determinan el consumo de carburante:

$$B_s = b_e \frac{1}{\eta_ü} [G(\frac{a}{g} + \text{sen}\alpha + f) + \frac{\rho}{2} Cw.A.v^2]$$

El miembro de la izquierda es el consumo energético necesario por tramo. expresado en J/m o cuando se tenga un tipo determinado de carburante en kg de combustible por m. El miembro de la derecha muestra todas las magnitudes que determinan el consumo energético por tramo. El factor b_e, inversamente proporcional al rendimiento energético del motor, es el consumo específico de carburante en Kg/Ws. Este factor expresa por un lado la calidad de un motor (a mejor rendimiento, mejor motor). Por otra parte el rendimiento momentáneo depende del estado de servicio del motor, con lo que el rendimiento o el consumo específico ya no es un factor dependiente sólo del motor sino que varía fuertemente con las condiciones del tráfico.

El segundo factor, expresado aquí por rendimiento de transmisión $\eta_ü$ describe las necesidades energéticas de todos los mecanismos auxiliares y la pérdida energética entre potencia del motor y rueda motriz. No hace falta insistir en que esta pérdida energética deberá mantenerse todo lo más baja posible. A pesar de ello hay que observar que en los automóviles las necesidades energéticas de la servo-dirección, climatización, ventilación y alumbrado pueden situarse con bajas velocidades (como ocurre en las zonas urbanas) al mismo nivel que los rendimientos de marcha.

En el corchete de la fórmula anterior se expresan las resistencias a la marcha del vehículo. El primer sumando expresa las magnitudes proporcionales al peso del vehículo. El factor a/g determina la resistencia a la aceleración, un parámetro fuertemente influido por el tráfico y por el conductor; senα determina la resistencia debida a la pendiente y depende solamente del terreno y del trazado. El factor f indica la resistencia a la rodadura que depende a su vez de diversos factores relativos al vehículo (neumáticos) y a la carretera (pavimento, rugosidad, ondulación, drenaje).

El segundo sumando, proporcional al cuadrado de la velocidad, representa la resistencia del aire. El coeficiente C_w indica la calidad aerodinámica de la carrocería. La superficie A varía con el tamaño del automóvil y consecuentemente con el peso G. Este estudio se dedicará preferentemente a los parámetros que no sólo dependen del vehículo incluyéndose también algunas observaciones sobre rendimientos de motor y resistencia del aire.

2.1 Rendimientos del motor

Para el transporte de personas y mercancías se requiere energía mecánica. La independiente movilidad del automóvil exige llevar a bordo una provisión o reserva energética para un trayecto suficiente, que hoy no debe bajar de los 400 km. Los componentes energéticos que más adecuadamente cumplen esas funciones son los hidrocarburos, gasolina y gasoil. Estos combustibles líquidos llevan la energía en forma químicamente combinada que por la oxidación, pueden transformarse en calor. Pero para transformar la energía térmica en mecánica se requiere un transformador energético en forma de motor.

Las leyes de la termodinámica no permiten en principio la tansformación completa de la energía térmica en macánica. En este sentido el input del rendimiento energético ofrece la falsa suposición de que la energía en los motores de vehículos se aprovecha muy mal. Pero esto no es exacto. En primer lugar hay que recordar que más del 90 po ciento de toda la energía mecánica utilizada en Alemania Federal se genera en máquinas térmicas, en aeronaves, en barcos, en locomotoras diesel o en vehículos de carretera.

Los tan empleados electromotores suponen una parte secundaria de un mecanismo eléctrico remoto, cuyo componente primario, el generador, se sitúa en la central y en la mayoría de los casos es propulsado asimismo por máquinas térmicas. El proceso cíclico empleado en el vehículo, sea de tipo Otto o Diesel es el de mayor rendimiento que puede obtenerse comparativamente con las máquinas térmicas de las centrales. (3). Esto puede verse en la figura 4. La parte izquierda muestra el diagrama de características de un motor Otto de un coche de 130 kW con un máximo de 6.500 Rev/min. El máximo rendimiento es escasamente de 36 por ciento. La curva de resistencia a la marcha en directa (llano) muestra además que el funcionamiento del motor en régimen estacionario se produce en sectores con un rendimiento por debajo del óptimo. Esto afecta especialmente a las bajas revoluciones, es decir a bajas velocidades.

La reducción relativamente intensa del rendimiento a media carga es una propiedad de concepto del motor Otto, tanto más acusada cuanto mayor sea la potencia del motor. El diagrama de la derecha muestra un motor Diesel con inyección directa tal como se utiliza en los vehículos industriales de 130 kW. Aquí el giro máximo es de 2.200 rev/min, con una mayor cilindrada. El rendimiento máximo se sitúa en el 42,4 por ciento. Esto es muy elevado, mostrando la curva de resistencia a la marcha (que corresponde a una potencia específica de 6 kW/t), que en el motor Diesel de inyección directa, el régimen estacionario funciona con elevados rendimientos.

Desafortunadamente no puede emplearse hoy día el motor Diesel con inyección directa en los automóviles por motivos ambientales (ruidos y emisiones). Los motores Diesel con inyección en la cámara secundaria, tal como ocurre en casi todos los automóviles, en relación con la resistencia a la marcha se sitúan en el centro de ambas gráficas, fig. 5. El rendimiento es algo peor que en el motor Otto. Pero la disminución de rendimiento con carga creciente es significativamente menor y corresponde mejor al del motor Diesel de inyección directa.

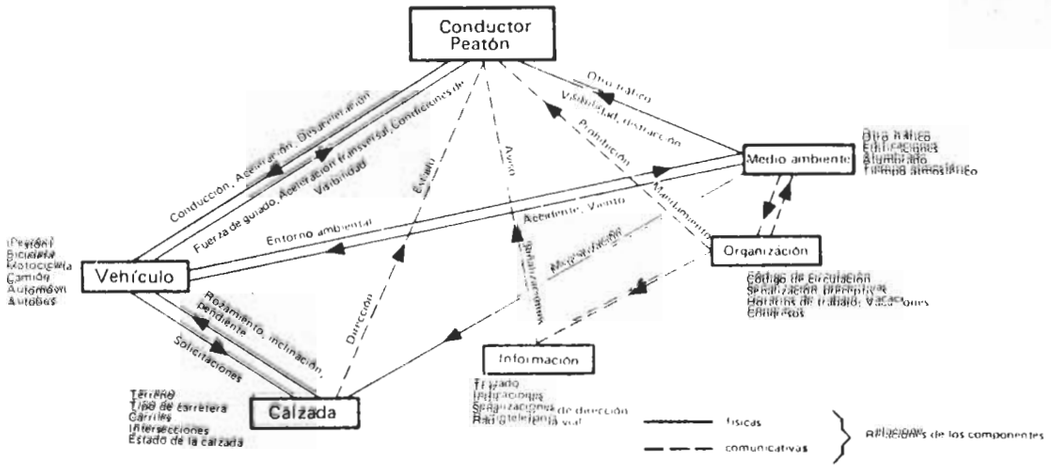


Fig. 3.— Tráfico vial.

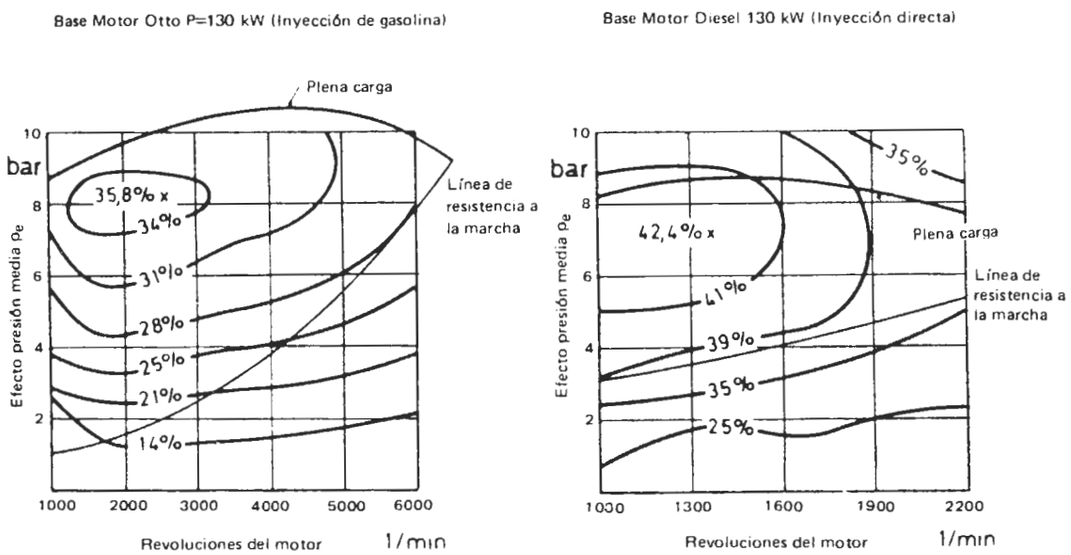


Fig. 4.— Rendimiento del motor Otto y Diesel.

2.2 Resistencia a la marcha

Si la resistencia a la marcha (tal como se representa en la ecuación) se determina básicamente por medio de factores proporcionales al peso del vehículo y al cuadrado de la velocidad, hay que admitir que el primer factor supone un medio cierto para reducir el consumo de carburante, una recomendación hacia utomóviles más pequeños y una tendencia a menores velocidades. Estas últimas recomendaciones son las que manejan los gobiernos cuando se trata de presentar propuestas de ahorros energéticos. Pero el transporte no es un fin en sí mismo. Su función es trasladar a otro lugar a personas y mercancías de forma confortable, económica y rápida. Con ello, el tamaño y la velocidad constituyen factores de calidad decisivos en cualquier tipo de transporte.

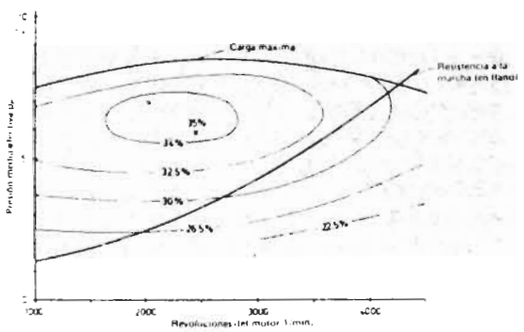
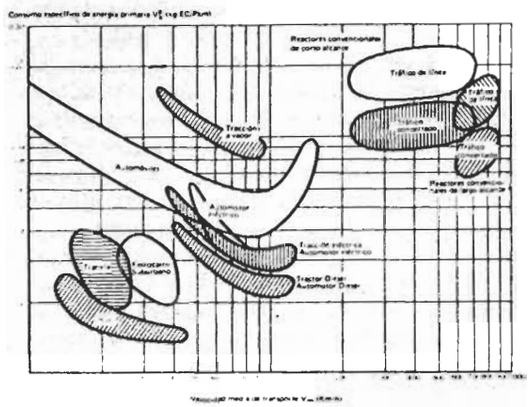


Fig. 5.— Diagrama de un motor Diesel con cámara secundaria.



La necesidad de vehículos más pequeños y menores velocidades es equiparable a la necesidad de un transporte de inferior calidad pero no a un progreso técnico.

En tiempos especiales de crisis puede ser eso una medida adecuada pero con la condición de que las otras actividades humanas que requieren energía se sometan también a restricciones análogas. La afirmación de que la velocidad de viaje es un factor cualitativo se documenta claramente en la figura 6 (4). Se incluye aquí el consumo energético específico en kilogramos equivalentes de carbón por viajero—km (Kg EC/VKm) para diversos sistemas de transporte en relación con la velocidad de marcha. Las ordenadas y abscisas tiene escala logarítimica. (la dimensión kg EC debería de transformarse hoy en J pero el gráfico se ha tomado aquí del original). Primeramente hay que reconocer que existe en el transporte terrestre una velocidad media de servicio con consumo mínimo energético que por otra parte no es muy bajo.

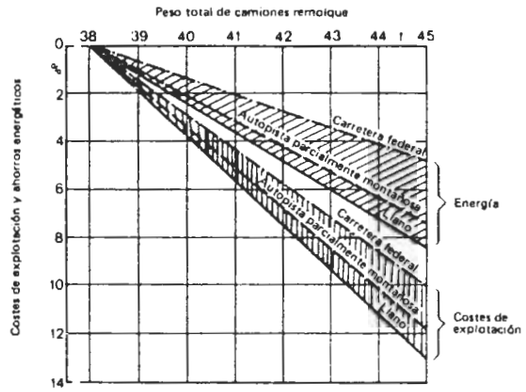


Fig. 7.— Influencia del peso de camión remolque sobre los costes y consumos energéticos, referidos a la carga útil, con potencia constante del motor.

La necesidad de marchar lentamente puede conducir en determinadas circunstancias a un aumento del consumo. Es interesante considerar que el medio de transporte de consumo más bajo es el autobús pudiéndose mantener esta cualidad a velocidades medias superiores si la ley permitiera sobrepasar el límite de 80 km/h. En este sentido el tranvía y el suburbano tienen menos ventajas. En la parte superior derecha del diagrama se sitúa el transporte aéreo que exige casi 10 veces más consumo energético primario por persona—km que el autobús, pero la velocidad es muy superior. Cuando se trata de ahorrar energía hay que comenzar con los tipos de transporte más desfavorables en consumo energético. Hay que observar en la figura 6, en el centro, la afirmación de que en el grupo de las velocidades medias existen zonas en donde la tracción eléctrica de los ferrocarriles no es mejor que la de los coches.

Desde un enfoque energético la tracción diesel es siempre más ventajosa. En estas afirmaciones se ha considerado también la ocupación media del vehículo. De la figura se deduce también que para cada modo de transporte existen velocidades de servicio con consumos específicos mínimos, y que en el marco del transporte público hay que dar prioridad al autobús, frente a otros medios de propulsión eléctrica sobre carril. Finalmente el automóvil se sitúa en posición más desfavorable que los transportes públicos en el transporte de personas a cortas distancias, pero no mucho más desfavorable que el ferrocarril cuando se consideren grandes distancias.

No hay que olvidar que el tamaño útil del medio de transporte es un factor cualitativo del mismo, por lo que aquí nos referimos al tamaño útil del vehículo.

En el transporte de mercancías hay que añadir que el aumento de peso total admisible del vehículo conduce incluso a una reducción del consumo energético por carga útil tal como se observa en la figura 7 (5). Aquí se ve claramente que la cuantía del ahorro al aumentar el tonelaje depende también del tipo de calzada. En la fig. 8 se ha dibujado la resistencia del vehículo para marcha constante en terreno llano. La potencia está normalizada al nivel máximo del motor, dando la velocidad en su verdadera dimensión. De la tracción disponible hay que deducir las demandas de los servomecanismos, aparatos de climatización, ventiladores, alumbrado, y servodirección entre otros.

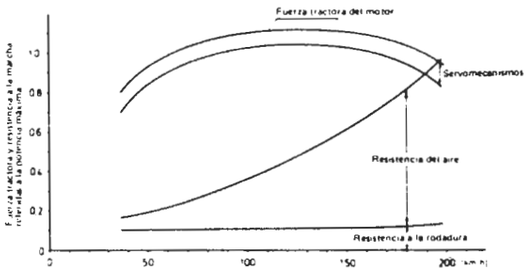


Fig. 8.— Distribución de fuerzas en el vehículo (autom.)

En ambas componentes de la resistencia (a la rodadura y al viento) se incluyen las pérdidas de la transmisión. En los coches la resistencia a la rodadura absorbe sólo una pequeña parte de la potencia disponible del motor, permaneciendo casi constante en todo el intérvalo de velocidades. A bajas velocidades la resistencia del

aire es muy pequeña y aumenta fuertemente al crecer la velocidad. En vehículos que consiguen elevadas velocidades, como son la mayoría de los automóviles actuales, la resistencia del aire puede suponer fácilmente el quíntuplo de la resistencia a la rodadura. Las condiciones en los camiones difieren claramente de estos valores porque sus prestaciones específicas son menores (Fig. 9 (6).

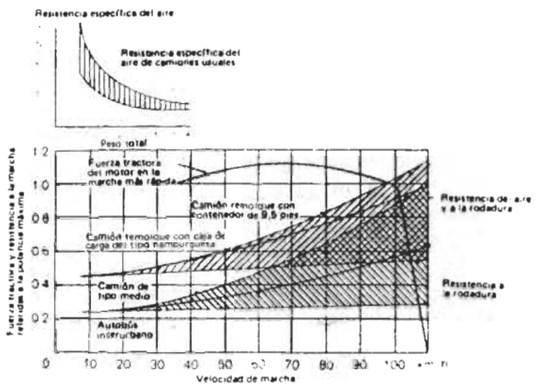


Fig. 9.– Distribución de fuerzas en el vehículo (camiones).

En vehículos de elevado tonelaje, la resistencia a la rodadura juega el papel dominante a velocidades admisibles máximas de 60–80 km/h, pero también esta resistencia es muy grande en los autobuses interurbanos o en camiones simples. Por ello la mejora en la resistencia a la rodadura es más eficaz desde un punto de vista energético en los camiones que en los coches.

2.3.- Resistencia al aire

Al no poderse reducir la superficie frontal de los coches por motivo de tamaño global, queda la alternativa de mejorar su forma aerodinámica

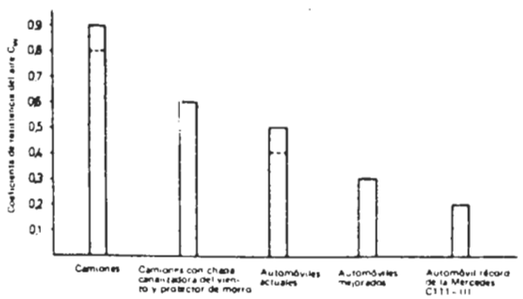


Fig. 10.– Reducción de la resistencia del aire.

En la figura 10 se dan los coeficientes de resistencia del aire, a la izquierda para los camiones, y a la derecha para los coches. Los valores se sitúan hoy para los automóviles entre 0,4 y 0,5. Hay que admitir que con un cuidadoso diseño pueden conseguirse valores de 0,3. El automóvil Diesel de la Mercedes–Benz ha llegado a un valor sorprendente de 0,195 que se sitúa muy próximo al valor ideal de forma de gota. Los coeficientes de resistencia del aire en los camiones oscilan según la forma de la cabina y el sobre-alto de la caja o carga sobre la cabina, Fig. 11 (7). La cabina paralepipédica C tiene un coeficiente especialmente desfavorable cuando la caja se interrumpe por detrás. La cabina B es algo mejor al ser más aerodinámica. Los valores prácticos se consiguen con la forma de la cabina A. Cuanto más sobresalga de la cabina la parte superior de la caja tanto peor serán los coe-

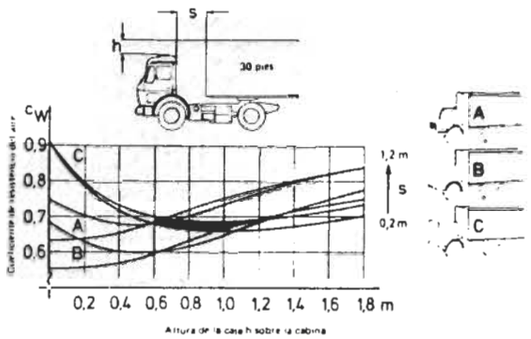


Fig. 11.– Influencia de la forma de la cabina sobre la resistencia del aire considerando diversas alturas de caja h y distintas longitudes de espacios libres entre cabina y caja s.

ficientes aerodinámicos en las cabinas A y B pudiendo situarse incluso por encima de los de la cabina C. Una gran separación entre la pared posterior de la cabina y el comienzo de la caja es también un factor negativo.

Unas chapas aerodinámicas pueden también aportar mejoras cuando se coloquen frente a la corriente de aire uniendo la cabina con la caja posterior, cuando la altura de ésta sobrepase a la de aquélla. La resistencia del aire es el único parámetro de pérdidas en el que sólo participa el vehículo y sobre el que no tienen influencia ni el conductor ni la carretera.

2.4.- Resistencia a la rodadura

Otra cosa es la resistencia a la rodadura. Tal como muestra la Fig. 12 este coeficiente depen-

Vehículo	Carretera
Neumático	revestimiento
tamaño	rugosidad
tipo	regularidad
presión de aire	agua
perfil	perfil transversal
Amortiguación	
Marcha oblicua	

Fig. 12.– Magnitudes influyentes sobre la resistencia a la rodadura.

de fundamentalmente de los neumáticos en lo que se refiere al vehículo. Aparte de la influencia de la mezcla de goma y del perfil afectan básicamente el tamaño, tipo u presión del neumático. El coeficiente de resistencia a la rodadura depende,a demás, del sistema de suspensión y de la oblicuidad de marcha ocasionada por el tren delantero. Por parte de la carretera tienen gran influencia el material del pavimento, su rugosidad superficial, regularidad, el drenaje y el perfil transversal. Puesto que la resistencia a la rodadura de los camiones supone una mayor proporción en la resistencia total es aconsejable actuar aquí para obtener reducciones más rápidas en los consumos, como por ejemplo introduciendo los neumáticos radiales, que han supuesto un gran avance.

La Fig. 13 muestra la reducción de este coeficiente de resistencia a la rodadura en un neumático radial del automóvil en relación con los neumáticos diagonales, en todo el campo de velocidades, sobre todo a velocidad creciente.

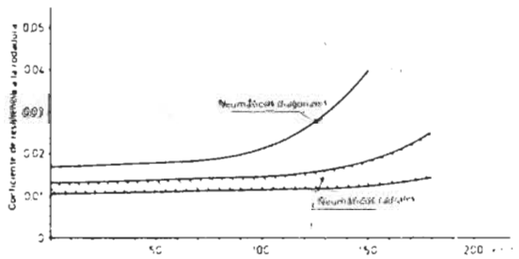


Fig. 13.– Coeficiente de resistencia a la rodadura de neumáticos diagonales y radiales.

Se ha registrado también la dependencia de la resistencia a la rodadura con la presión del neumático en la zona de 1,5–3,0 bar. La introducción del neumático radial y la elección de la presión de inflado no dependen sólo del vehículo o de los constructores. Puesto que en el neumático radial no absorbe bien las irregularidades del pavimento (especialmente el adoquinado) y dado que la amortiguación del neumático (producida por la menor presión de inflado) sólo puede reducirse con un buen pavimento, únicamente sería aconsejable la introducción general del neumático radial cuando la mayoría de las carreteras tuvieran una aceptable terminación superficial. Asimismo la elección de presiones de inflado mayores exigiría carreteras de mayor regularidad superficial.

En la figura 14 se exponen algunos coeficientes de resistencia a la rodadura con diversos tipos de neumáticos de camiones (6). Los valores superiores son para neumáticos diagonales mientras que los valores indicados con X se refieren a neumáticos radiales. La diferencia entre neumáticos radiales y diagonales se ve claramente cuando se comparan los de 6,00–16T Transporter y 6,00–16XC Transporter.

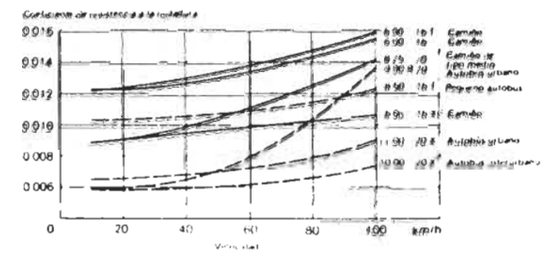


Fig. 14.– Coeficiente de resistencia a la rodadura de diversos neumáticos.

La influencia del diámetro se aprecia comparando los tamaños 6,00–16XC Transporter con el 10,00–20X de autobús. En las especificaciones para los cálculos comparativos económicos de carreteras (RWS 1971) se dan, para diversas calidades de perfil y estructura del firme, unos valores de la "resistencia básica" o de cálculo, fig. 15 (8), en los que no se hace distinción conceptual entre los firmes bituminosos y los de hormigón, sino que sólo se clasifica el estado de ambos pavimentos. La resistencia básica media puede oscilar en este caso entre un valor de 12 (calificado de "muy bueno") y la valoración "mala" de 50. Pero si además se supone que estos extremos son la excepción, hay que admitir que la mayor parte de la red alemana tiene una

Clase de pavimento	Perfil		Estructura		Valoración total	Resistencia básica
	Método de construcción bituminosa	Método de construcción de hormigón de cemento	Método bituminoso	Método de hormigón		
1	Liso	Liso	Adherencia uniforme	Adherencia uniforme	Muy buena	12
2	Liso hasta con grandes ondulaciones	Liso	Lugares porosos irregulares	Lugares porosos irregulares	Buena	18
3	Ligeramente ondulado	Pequeños asientos con escalones aislados	Daños ligeros hasta 20°/o de parcheado	Placas fisuradas hasta el 20°/o; aplanamiento	Regular	25
4	Abombado irregularmente, pendiente transversal deficiente a errónea. Roderas	Asientos, mayor frecuencia de aparición de pequeños escalonamientos	Hasta 20°/o parcheado o muy fisurado, adherencia variable	Placas hasta el 50°/o fisuradas; parcheado	Deficiente	35
5	Deformaciones muy intensas Baches	Asientos, escalonamientos frecuentes	Muy parcheado hasta totalmente destrozado	Placas muy fisuradas	Mala	50

Fig. 15.— Clase de pavimento F_0 para la caracterización de la superficie de la calzada (según (8)).

resistencia básica casi doble de la que habría que esperar con un buen estado de la calzada (de acuerdo con la definición de la F_{03} que correspondía con la calificación global "media" y la "resistencia básica" media de 25).

Según las nuevas investigaciones (de las que se informó en diversas conferencias en 1977 durante un simposio en Boston sobre la resistencia a la rodadura) parece ser que no se entiende bien del todo la influencia de la superficie del pavimento sobre la resistencia a la rodadura. Según las mediciones realizadas por la General Motors (fig. 16), (9) un pavimento de hormigón que se ha vuelto liso por el tráfico puede ocasionar una reducción clara del coeficiente de resistencia a la rodadura, mientras que el asfalto (según la rugosidad superficial) puede ocasionar un incremento importante de este coeficiente. No se dieron datos sobre la frecuencia de las respectivas estructuras superficiales.

La figura 17 está tomada de un trabajo de PHELPS y MINGLE (10) en el que se informa sobre un método para determinar el coeficiente de resistencia a la rodadura. En la obra se dan los siguientes datos sobre ambas superficies:

Pavimento de hormigón: En este pavimento, construído en los años 20, han aparecido fisuras que ha habido que tratar. La superficie está limpia, desgastada y lisa. Las dimensiones del pavimento son desconocidas aunque se supone que el espesor es como mínimo de 15 cm. En las juntas existen depósitos y en tiempo húmedo se observan fenómenos de bombeo (surgencias).

Pavimento de hormigón asfáltico:Este tramo se trató con una capa de hormigón asfáltico de 6,5 cm unos 6 meses antes de hacer las mediciones. Anteriormente este tramo tenía un macadam. Posteriormente se aplicó una capa de piedra machacada de 15 cm y sobre ella una capa de material asfáltico de 4 cm de espesor. Al dañarse esta capa se realizó el refuerzo con hormigón asfáltico. En el momento de las medidas la carretera se encontraba a simple vista en un excelente estado.

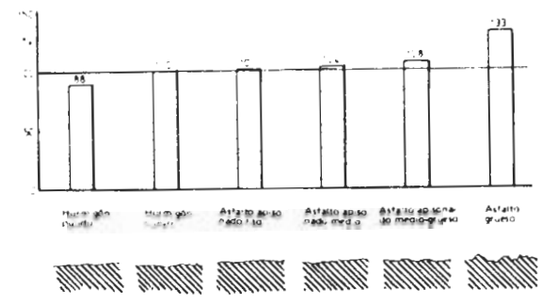


Fig. 16.—Resistencia a la rodadura en relación con la superficie de la carretera según (9).

En la figura 17 la resistencia aumenta con la velocidad porque aquí se ha expresado la resistencia total. El fuerte aumento en el pavimento asfáltico es algo inquietante, aunque podría también achacarse a algunas irregularidades de la carretera. Pero aun así queda la pregunta por contestar de hasta qué punto el coeficiente de resistencia a la rodadura varía con la velocidad. Dado el gran significado que tiene la resistencia a la rodadura, especialmente en los camiones, parece necesario realizar ensayos para comprobar datos, en parte antiguos, de los manuales.

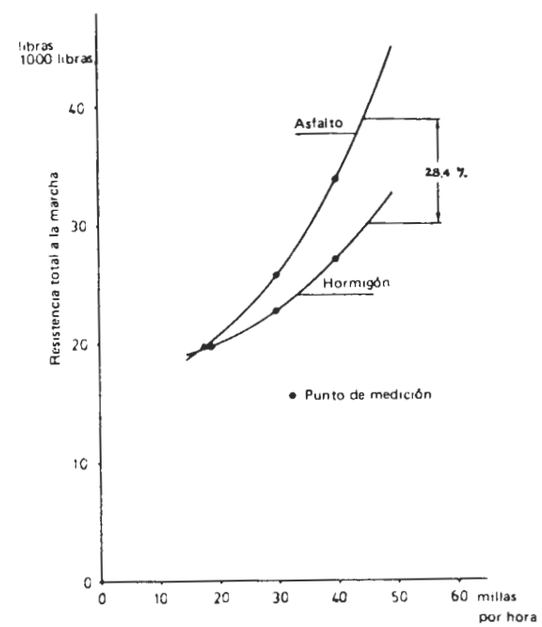


Fig. 17.— Comparación de la resistencia total a la marcha sobre una carretera asfáltica y otra de hormigón, según (10).

3.- INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA A LA RODADURA Y AL AIRE SOBRE EL CONSUMO DE CARBURANTE

Las siguientes figuras muestran la influencia de diversas medidas sobre los consumos de carburantes. Para un automóvil de la clase superior (Fig. 18) se vio que una reducción de la resistencia al aire y a la rodadura del 20 por ciento conduce a una disminución del consumo en ciclo mixto de un 3 por ciento. Puede sorprender que la influencia de la resistencia del aire y a la rodadura sobre el consumo de carburante sea la misma. Ello se debe a que el consumo de carburante tiene como base un ciclo de marcha del tipo dado en la figura. El ciclo europeo representa el modo de conducir en las ciudades con muchas paradas con motor en marcha. En la figura 19 se muestra la influencia de la resistencia del aire sobre el consumo en camiones.Aquí se dan como otros parámetros el tipo de la carretera y del tráfico y el modo de conducción.

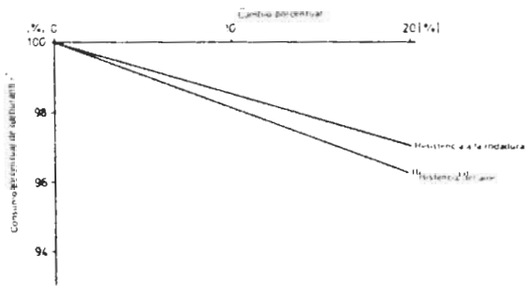


Fig. 18.— Influencia de las resistencias a la marcha sobre el consumo de carburante, con automóvil en tráfico urbano.

Las mayores mejoras se consiguen en autopistas y en terreno llano. En autopistas con trazado de montaña y aún más en las carreteras federales las posibilidades de mejoras son bastante menores porque con el tipo de tráfico dominante las resistencias a la aceleración y a la pendiente suponen una gran proporción de los consumos totales, de manera que las mejoras en la resistencias del aire pueden afectar mucho menos debido a las vajas velocidades medias. Si eso se aplica también a la resistencia a la rodadura (ver Fig. 20) puede esperarse en su conjunto un mayor efecto al mejorar la resistencia a la rodadura.

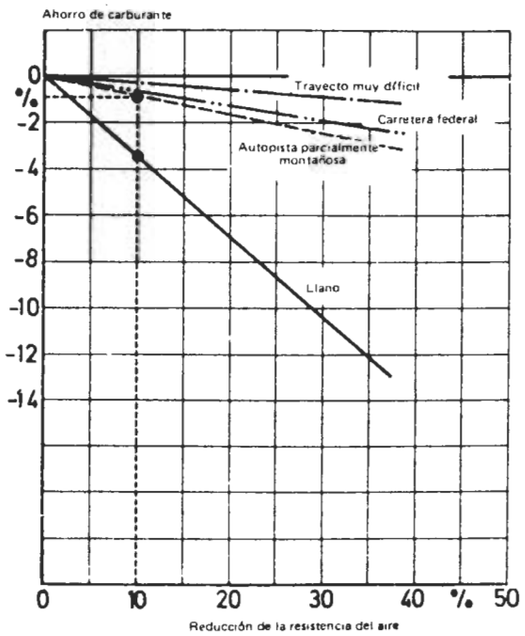


Fig. 19.— Influencia de la resistencia del aire sobre el consumo de carburante. Camión remolque de 38 t, 320 CV con contenedor Vadm = 80 km/h.

Si se consiguiera reducir la resistencia a la rodadura en un 20 por ciento podría ahorrarse un

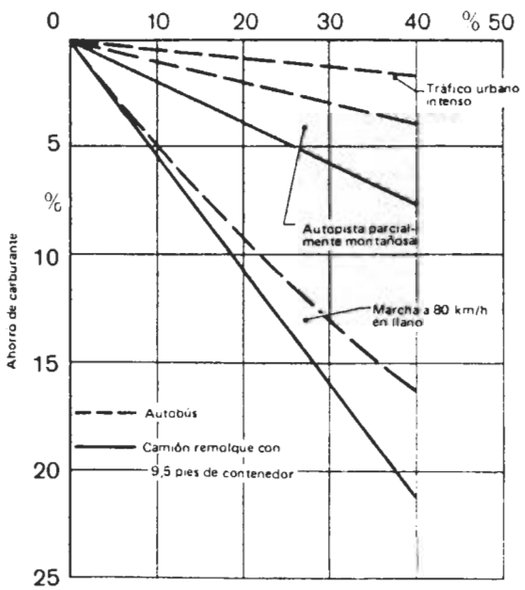


Fig. 20.— Ahorros de combustibles reduciendo la resistencia a la rodadura.

10 por ciento de carburante con marcha en terreno llano a 80 km/h. Aquí también las posibilidades de ahorros se reducen sensiblemente con autopista en zona montañosa y con tráfico urbano intenso ya que dominan otras magnitudes influyentes. Hay que indicar aquí que, tal como muestran ambas figuras, sobre autopista en terreno llano no sólo se ahorra carburante (debido a que hay que aportar menos potencia de aceleración y pendiente) sino que también influyen positivamente las mejoras sobre las resistencias del aire y a la rodadura.

4.- INFLUENCIA DEL TIPO DE CARRETERA Y DEL TRAZADO SOBRE EL CONSUMO DE CARBURANTE

En las discusiones sobre la resistencia del aire y a la rodadura y su influencia sobre el consumo se ha insistido ya repetidamente sobre los diversos resultados según tipo de tráfico y carretera. En los estudios previos sobre la influencia de la carretera y el tráfico en el consumo de carburante se ha tomado la costumbre de clasificar las carreteras según trayectos comparativos de pendientes e intensidad de tráfico, calculando después las prestaciones necesarias y el consumo en los diversos tramos. Puesto que el consumo real de carburante no sólo depende del trazado puramente topográfico ni de la intensidad del tráfico correspondientes, sino que se obtiene del comportamiento total del conductor bajo diversas condiciones de la carretera y del tráfico, la casa Daimler—Benz determinó otro método para calcular la influencia de la carretera sobre el consumo de carburante. (5).

Puesto que para el dimensionado y el cálculo previo de la durabilidad del vehículo y componentes se realizaron numerosos estudios estadísticos sobre la relación del número de revoluciones—par de giro (en su caso práctico sobre distintas carreteras y con diversas densidades incluyendo diversos vehículos), se estudió la posibilidad de combinar estos datos con los correspondientes al vehículo y parámetros del motor y de ahí deducir los consumos de carburante bajo esas condiciones. El sistema se llama TRASCO y no solamente se aplica a los intereses internos de la firma sino también al servicio de postventa.

Se ha visto que la fuerza residual existente es el parámetro decisorio para la selección de la zona de servicio del motor. Es indiferente si esa fuerza residual procede de una mayor motorización o de una mayor transmisión. En la figura 21 se ha trazado una curva de ese tipo del centro de frecuencias de par de giro y número de revoluciones con diversas fuerzas tractoras residuales (par de giro relativo), dando para dos puntos seleccionados las cotas que indican la correlación del número de revoluciones con el par de giro, para diversas clases de intervalos.

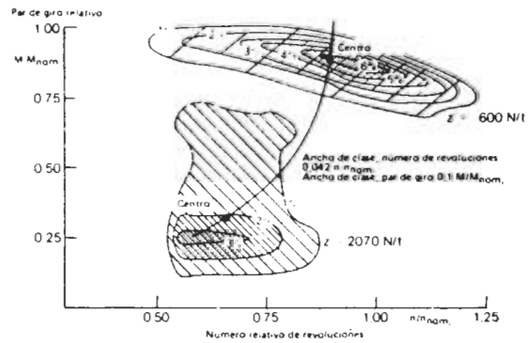


Fig. 21.— Frecuencias de par de giro—Número de revoluciones, con diversas fuerzas residuales específicas.

Si la tracción residual es muy pequeña hay que operar preferentemente con par de giro completo en la zona de las revoluciones medias y superiores. Pero si queda mucha tracción residual es preferible una zona con par de giro parcial y bajas revoluciones. Los cálculos se compararon con los resultados de los ensayos y mostraron una buena concordancia, por lo que creemos haber aportado con este sistema de cálculo una importante ayuda a la estimación de las magnitudes influyentes de la carretera.

Las siguientes figuras muestran un interesante experimento de aplicación del programa TRASCO. Se trataba de responder a la cuestión de qué velocidad media y qué consumos se necesitarían para que un camión con remolque de 38 toneladas fuera desde Stuttgart hasta Ulm si siguiera la carretera federal, si utilizara la autopista y si finalmente siguiera una carretera hipotética situada sobre el trazado del ferrocarril federal. En la figura 22 se expone la proporción de pendientes, viéndose una diferencia drástica entre el tramo del ferrocarril, que sólo tiene un 3 por ciento (y esto supone una gran pendiente en una línea de ferrocarril), la autopista sobre el Aichelberg (que tiene una pendiente máxima del 7 por ciento), y la carretera federal con el 10 por ciento.

En la figura 23 se exponen los resultados viéndose que los recorridos son casi iguales. La velocidad media entre Stuttgart y Ulm alcanza en la carretera federal sólo 45 km/h, en la autopista 63 km/h y en el tramo hipotético del ferrocarril hasta 77 km/h con una velocidad punta de 80 km/h. Al contrario ocurre con el consumo de carburante. En la carretera federal se consumen de media 68*l*/100 km, en la autopista 55,5*l*/100 km y en la traza del ferrocarril sólo 51*l*/100 km.

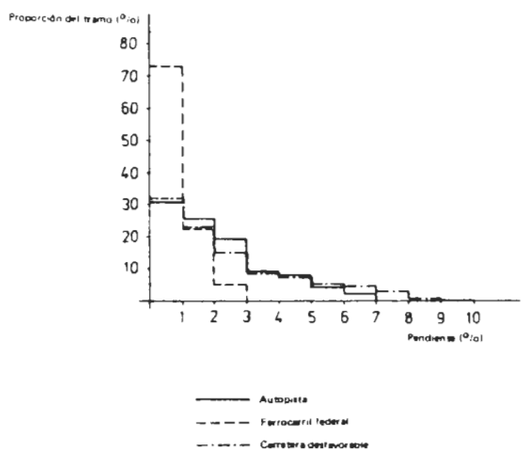


Fig. 22.— Topografía de diversos trayectos (Stuttgart-Ulm).

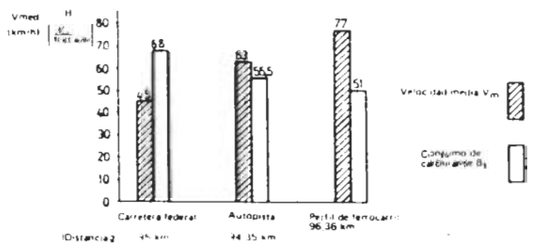


Fig. 23.— Consumo medio y consumo de carburante en diversos trayectos (Stuttgart—Ulm).

Suponiendo la constancia de los distintos factores, se suman las mejoras en tiempos y consumos (los valores de la carretera federal se tomaron igual a uno); en la autopista se obtuvo un valor de 1,65 por ciento y en una carretera según el trazado del ferrocarril se obtuvo incluso el 2,04 por ciento.

Este resultado es sorprendente por cuanto que se compara un trazado con un transporte entre dos ciudades con trayectorias totalmente posibles. La figura 24 muestra que estos cálculos teóricos se confirman también por investigaciones prácticas incluyendo comparaciones en diversas carreteras obtendias entre un autobús de cuatro marchas y otro autobús de tres con convertidor (11).

Hay que constatar además que el cambio automático tiende hacia una velocidad media mayor, que origina una ligera elevación de consumo. La única excepción es la pendiente de la autopista, que tuvo que recorrerse con el convertidor del cambio automático. La contraposición entre velocidad media y consumo se expresa claramente al comparar la autopista en llano con los tramos urbanos y rurales o con las mismas pendientes de las autopistas.

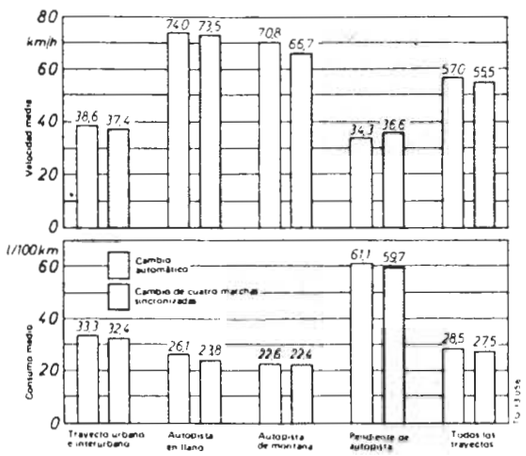
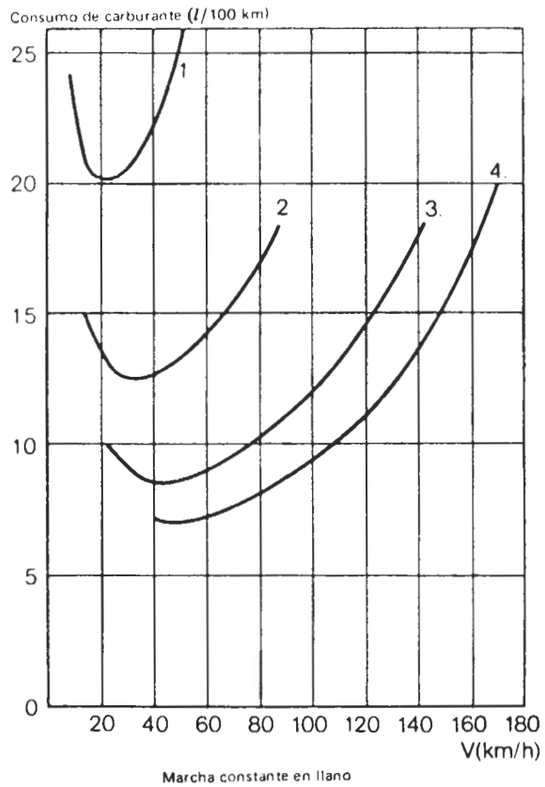


Fig. 24.– Velocidad media y consumo medio MB Bus 0305 con W3d080 y con cambio sincronizado de cuatro marchas; peso del vehículo 16 t (tramo interurbano).

5.- INFLUENCIA DEL CONDUCTOR SOBRE LAS CONDICIONES DEL TRAFICO

Estos dos factores pueden tener consecuencias negativas en el consumo. El conductor puede influir poderosamente sobre el gasto del carburante mediante la adecuada selección de marchas para una velocidad dada. En la figura 25 se dan los consumos de un automóvil a marcha constante en terreno llano en 1ª, 2ª, 3ª y 4ª marcha. Si, por ejemplo, utilizara a una velocidad de 50 km/h la primera, el consumo se elevaría a 25l/100 km en directa. Aun cuando no sea probable la selección de la primera marcha debido, entre otras razones, a motivos acústicos–ambientales, no es infrecuente la utilización de la 2ª y 3ª para obtener mayor aceleración.



Pero con ello puede elevarse fácilmente el consumo a 20–90 por ciento por encima del estrictamente necesario. La solución técnica que ayuda a evitar el abuso de las marchas es el cambio automático. Al estar seleccionado el programa en función de una economía óptima, evita la influencia negativa del conductor. Por las mismas razones, las emisiones acústica en ciudad con coches de cambio automático son inferiores a las obtenidas con el cambio convencional. Las diferencias en los consumos de las marchas isladas son así muy elevadas en los motores Otto, es decir, en los coches individuales. Igualmente la conducción irregular constituye un factor muy negativo sobre los consumos.

La regularidad o irregularidad en la conducción se expresa mediante el llamado coeficiente de cambio, que representa el número de cambios de velocidades por encima de 10 km/h y por unidad de trayecto. Una conducción constante a una velocidad dada, se caracteriza por un coeficiente de cambio igual a 0. (12). La figura 26 muestra cómo el consumo de un camión crece al aumentar la irregularidad del modo de conducción y al aumentar el coeficiente de cambio de marcha. Este resultado en el mo-

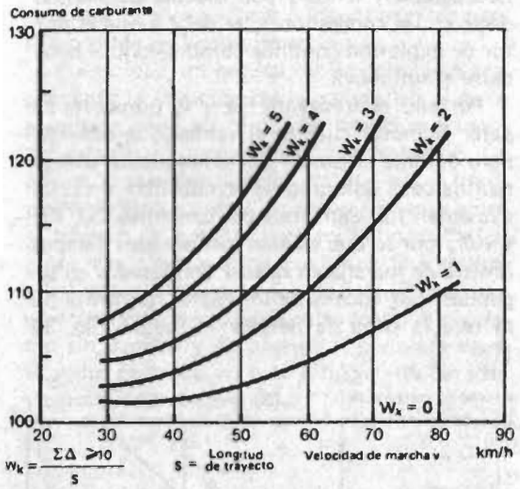


Fig. 26.– Consumo de carburante con coeficientes de cambio constantes W_k en función de la velocidad de marcha v según (12).

do de conducir del conductor individual puede estar ocasionado también por las condiciones de la carretera y del tráfico, puesto que cada embotellamiento o parada, o cada cambio de conducción rápida o lenta origina un aumento del consumo para una misma función del transporte. La figura 27 procede de las investigaciones realizadas para la redacción del catastro de emisiones de Colonia (13). Se registró la energía por persona–kilómetro para las diversas condiciones de tráfico. En carreteras congestionadas las investigaciones dan un valor de 6.000 kJ/Pkm.

En el ciclo de Europa, tomado como base para las mediciones de los gases de escape, el consumo se ha reducido (con velocidad constante) a menos de 3.000 kJ/Pkm. Un tráfico fluido con una velocidad media de 42 km/h exige sólo 1.800 kJ/Pkm. El mínimo se sitúa (a una velocidad media de 70 km/h) en 1.200 kJ/Pkm creciendo luego lentamente hasta 100 km/h en autopista. Estas relaciones han sido ya investigadas por WEHNER (14) y fueron recientemente objeto de investigaciones en USA (15),

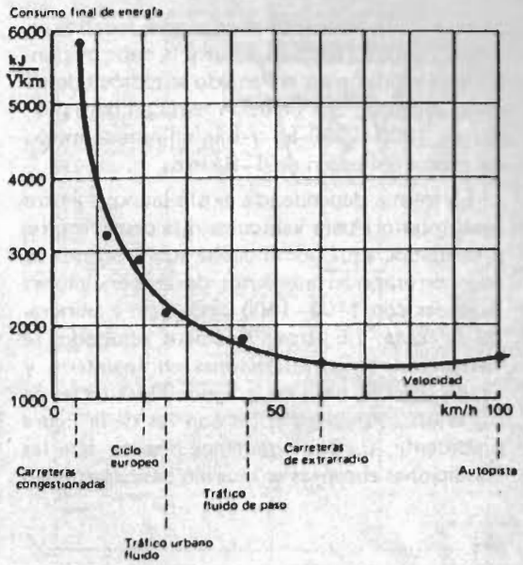


Fig. 27.– Consumo energético específico final de los automóviles según (13).

figura 28, confirmándose de nuevo que, para un tamaño dado de coche y a velocidades inferiores a 60 km/h, existe una relación lineal entre el

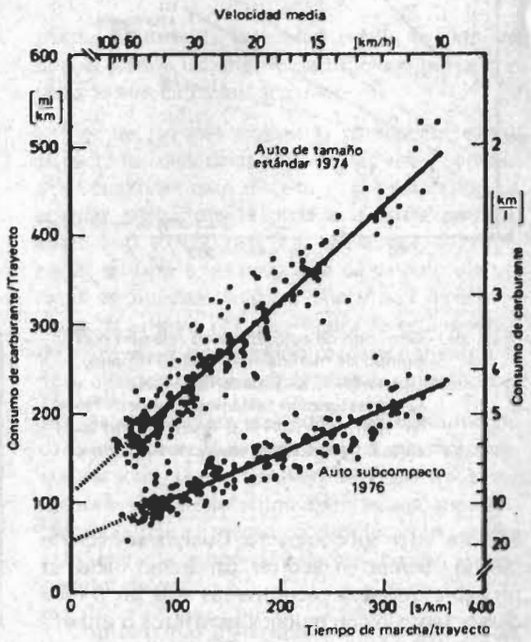


Fig. 28.– Consumo de carburante en relación con el tiempo de marcha y velocidad media (Fuente: SAE paper 780 934).

tiempo y el carburante preciso para recorrer un tramo dado. La recta superior y la nube de puntos son válidas para el llamado automóvil de tamaño estandar, que en 1974 tenía un peso propio de 1900–2200 kg y una cilindrada media del motor del orden de 6–8 kitros.

La misma dependencia existe (aunque a otro nivel inferior) para vehículos más pequeños, representados aquí por el coche subcompacto, lo que correspondería a autos de las condiciones europeas con 1100–1400 kg de peso y cilindrada de hasta 2,5 litros. Análogos resultados se obtuvieron en investigaciones en Inglaterra y Francia, incluyendo en la figura 29 las rectas de regresión correspondientes con los de la figura precedente. De aquí podemos deducir que las condiciones europeas se mueven básicamente en

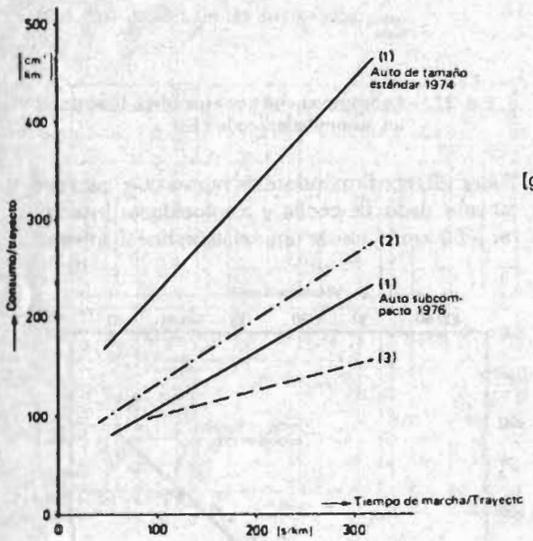
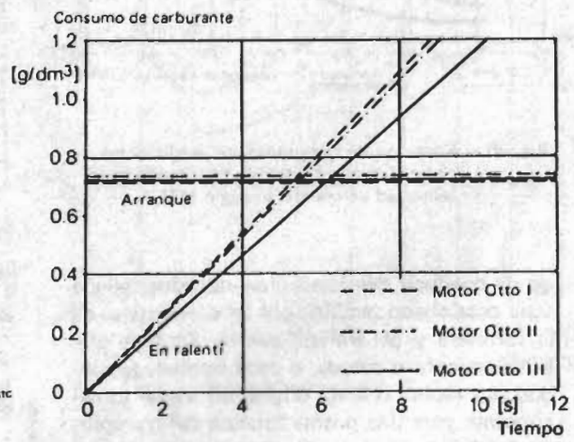


Fig. 29.– Consumo de carburante en relación con el tiempo de marcha en el tráfico urbano (fuentes: (1) SAE paper 780 934, (2) Investigación británica, Research Note Nr. RN/3272/GJR, (3) Investigación francesa, 5 Intern. Studienwoche für Strassenverkehrtechnik).

torno al auto subcompacto. Cuando se necesite mucho tiempo en recorrer un tramo dado, es probable que nos encontremos ante un tráfico denso, lento o con muchos semáforos o superficie insuficiente de calzada. Si se piensa que una gran proporción de todo el tráfico se verifica en las puntas de las mañanas o de las tardes de la forma descrita o bien al comienzo o al final de los días de fiesta o de vacaciones, podremos fácilmente estimar el sobreconsumo de carburante ocasionado por las condiciones desfavorables del tráfico y también las posibilidades existentes para reducir el consumo introduciendo mejores medidas de control del tráfico y mediante la continua ampliación de las carreteras en los puntos neurálgicos. El elevado consumo del tráfico parado y lento y con muchas paradas, es decir en las congestiones, se debe a que el motor de explosión continúa consumiendo al detenerse el automóvil.

Por ello es frecuente hacer la propuesta de parar el motor cuando el vehículo se detenga. Pero durante el proceso de arranque no sólo se multiplica el consumo de combustible sino que aumentan los elementos contamiantes CO, CH y NO_x por lo que existen los llamados tiempos límites de marcha en ralentí (expresados en segundos) por encima de los cuales realmente no merece la pena de detener el motor. Fig. 30 (16).



	Tiempos límites en ralentí [s]			
	CO	CH	NO	Carburante
Motor Otto I	6	15	18	5
Motor Otto II	9	14	6	5
Motor Otto III	7	18	15	6
Valor medio	7.3	15.6	13	5.3
Motor Diesel	45	100	5	8

Fig. 30.– Consumo específico de carburante y tiempos límites en ralentí, según (16).

Refiriéndonos solamente al consumo de carburante, los tiempos límites de marcha en ralentí se sitúan alrededor de 5–6 segundos. Pero si se considera también el tema de la contaminación, se obtienen tiempos muy superiores que, en el caso del motor Diesel tomado aquí como base, suponen en relación con la emisión de hidrocarburos, más de 100 segundos. En este planteamiento no se incluye la cuestión del ruido ni de la conveniencia o inconveniencia para el motor de los continuos arranques.

Puesto que, en general, no se determina previamente la duración de la parada, no es recomendable en la actualidad la detención del motor cuando se haya detenido el vehículo. La misma circunstancia ocasiona que en el transporte público aparezca un enfrentamiento entre el número de paradas y el consumo de carburante. En la figura 31 se dan los perfiles del tramo y de las velocidades con las paradas previstas en un servicio de autobús incluyendo el consumo sin paradas y finalmente el consumo en el trayecto obtenido en base a frecuentes paradas y continuos arranques (6).

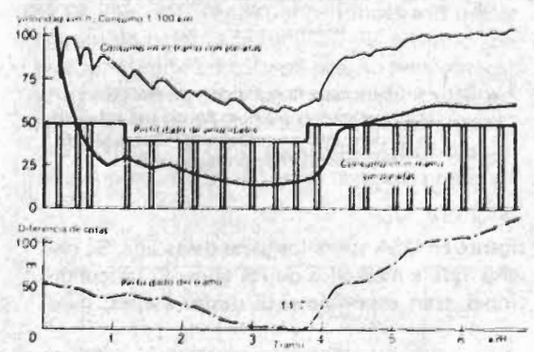


Fig. 31.– Consumo en tramo urbano accidentado sin y con paradas (Autobús articulado 7,4 kW/t).

En este servicio programado el consumo de los autobuses urbanos se duplica o triplica según la topografía de la carretera. En la figura 32 (6) se reproducen en forma general las siguientes relaciones: influencia del número de paradas por kilómetro, la velocidad media de marcha y el consumo de carburante. Frente a cuatro paradas por kilómetro (distancias de 250 m entre paradas) la marcha continua sin detención puede reducir a la mitad el consumo de carburante a velocidad máxima de 42 km/h, y a 60 km/h puede reducirse el consumo a la cuarta

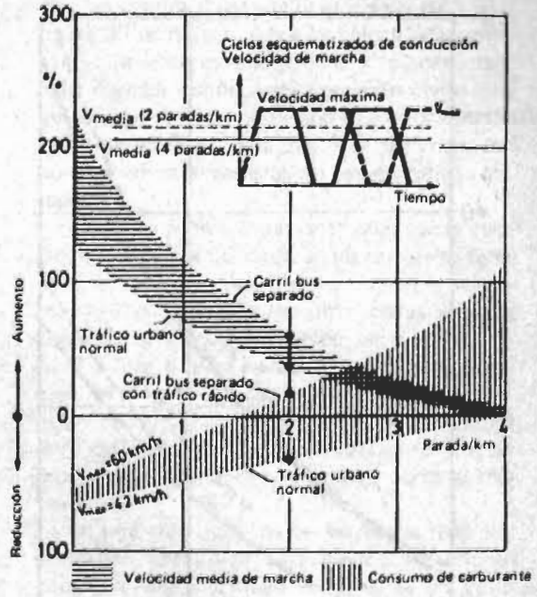


Fig. 32.– Relación del consumo de carburante y de la velocidad media de marcha con el número de paradas (Autobús urbano con régimen medio normal).

parte. Además la velocidad media se duplica con el tráfico urbano normal incluso puede triplicarse con carril bus separado.

Por las razones expuestas se deberán evitar siempre las distancias muy cortas entre paradas y en cualquier caso discutir si el peatón podría aceptar evetualmente distancias entre paradas entre 500 y 1.00 mts. Las relaciones, determinadas en base a un programa de cálculo y a un ciclo de marcha dado, se confirman mediante viajes de ensayo (11). La figura 33 está tomada de estos viajes con cambio mecánico y automático, siendo la escala de la abscisa logarítmica.

Aparte de la clara reducción del consumo de carburante con el aumento de las distancias entre paradas, se ve también que con trayectos menores el cambio automático es algo más desfavorable que el mecánico debido a que, en ese caso, crece la proporción de marcha con el convertidor de par.

Con mayores distancias entre paradas y con marchas sin detención el consumo de carburante con cambio automático puede situarse por debajo del consumo con cambio mecánico.

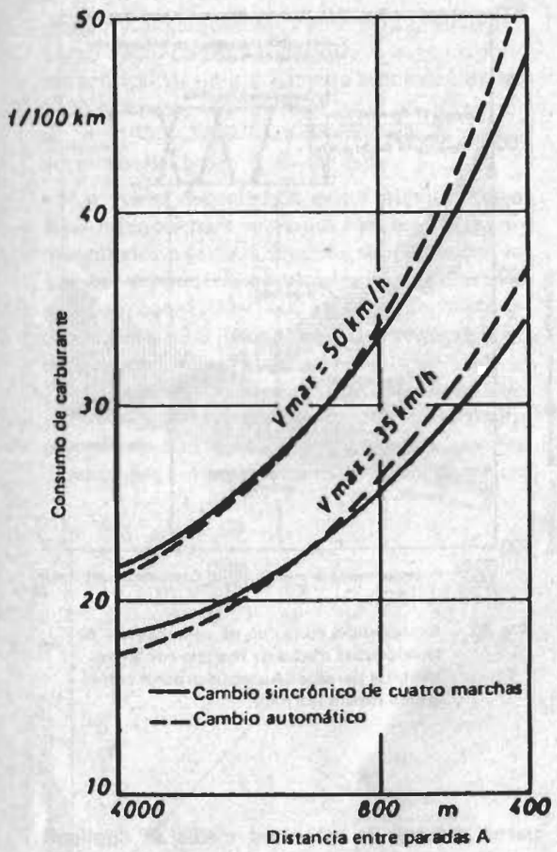


Fig. 33.– Consumo de carburante en relación con la velocidad máxima y la distancia entreparadas.

6.- INFLUENCIA DE LAS NORMATIVAS

Hay que resaltar finalmente que algunas reglamentaciones del código de circulación o sus prescripciones derivadas impiden que los vehículos se proyecten o conduzcan en función de unos consumos óptimos de carburante. En este sentido hay que mencionar el impuesto de cilindrada que ha motivado que en Alemania Federal y en Europa se desarrollen motores de pequeña cilindrada y elevadas revoluciones.

Pero al aumentar las revoluciones aumentan también las pérdidas por rozamiento y las necesidades de potencia de todos los meganismos auxiliares. Precisamente en una época en donde se tiende a utilizar al máximo todas las posibilidades para reducir el consumo de carburantes, sería deseable que la tributación fiscal (suponiendo que aquí fuera imprescindible) se eligiese en forma totalmente neutral frente a la fabricación del vehículo.

Las normativas sobre emisiones sólo pueden cumplirse con procedimientos (actuando sobre el motor o con posterior reciclado de los gases del escape) que conduzcan a un aumento del consumo en relación con el óptimo. Las cifras que se han manejado aquí a través de los años son muy dispares porque el sobreconsumo depende de la rigidez de las prescripciones y de las medidas que se tendrían que adoptar sobre el motor para poder cumplir esas especificaciones. En la figura 34 se expone el sobreconsumo (17) obtenido para poder cumplir la legislación

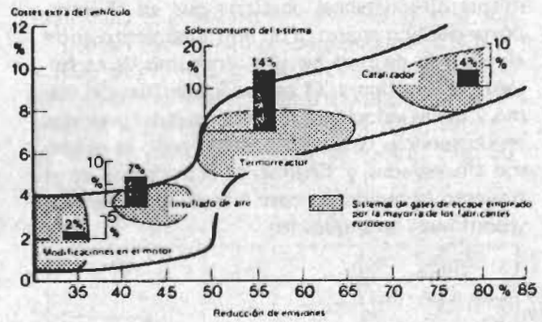


Fig. 34.– Influencia de la reducción de emisiones contaminantes sobre el precio del vehículo y el consumo de carburante (Datos según CCMC, representación según VW).

vigente en USA sobre los gases de escape. Se observa que a mediados de los años 70 las condiciones eran especialmente desfavorables, pero

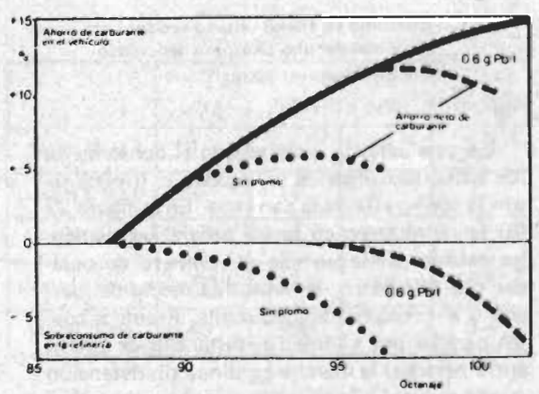


Fig. 35.– Sobreconsumo de carburante por la eliminación del plomo en relación con el octanaje (Fuente: SAE-paper 780933).

hoy ha retrocedido el exceso de consumo a pesar de una mayor agudización de la legislación sobre la contaminación debido a que los modernos métodos de regulación de la mezcla han conducido nuevamente a una mejora relativa.

Otra reglamentación en este sentido que ha conducido a un aumento del consumo energético en el tráfico vial es la reducción de los aditivos de plomo en el carburante. Con los conocimientos actuales esto conduce a un aumento del consumo, sea en la refinería para obtener combustibles de elevado octanaje y de bajo contenido en plomo (Fig. 35), o en el motor, en donde, debido a un bajo octanaje hay que limitar la compresión y con ello reducir el rendimiento térmico (18).

En los camiones, la limitación del tonelaje máximo a 38 t (al menos en el tráfico a larga distancia) conduce a mayores consumos de combustibles por carga útil transportada en relación con el anterior peso total útil admisible de 41–45 t. Estas relaciones ya se expusieron en la figura 7. Igualmente las velocidades máximas admisibles para los camiones en carreteras (60 km/h) y autopistas (80 km/h), prescritas en el Código de Circulación, han motivado que la transmisión del cambio y el eje posterior no puedan elegirse como sería preciso para obtener un consumo óptimo. La transmisión en la marcha superior se identifica por la llamada velocidad nominal, es decir aquella velocidad que podría conseguir el vehículo en la marcha superior

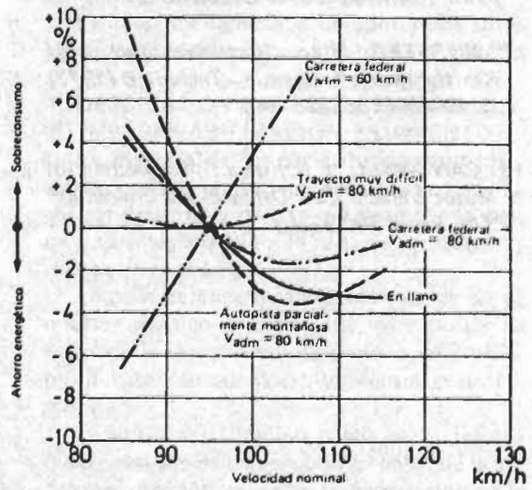


Fig. 36.– Influencia de la velocidad nominal del vehículo sobre el consumo energético; camión remolque de 38 t, 320 CV y V_{adm}=80 km/h.

con las máximas revoluciones del motor. En la figura 36 se indican, sobre las velocidades nominales, los ahorros energéticos y los consumos bajo diversas condiciones, tomando como base un camión con remolque con una velocidad nominal de 95 km/h para que el consumo de carburante en las autopistas no sea demasiado elevado.

La figura indica claramente que, con la velocidad limitada a 60 km/h en las carreteras federales, es bastante fácil llegar a un mayor consumo y que podría conseguirse claras ventajas con una reducción de la velocidad nominal. Pero si frente a estos valores se permitieran también los 80 km/h en carreteras federales aún podrían obtenerse (con excepción de los tramos muy difíciles) otras reducciones en los consumos seleccionando una velocidad nominal mayor.

En una gran parte de las carreteras federales el tráfico permitiría también a los camiones conseguir una velocidad máxima de 80 km/h pudiéndose obtener entonces unos ahorros de carburantes de 2–4 por ciento seleccionando una velocidad nominal superior alrededor de los 100–105 km/h tanto en las autopistas como en las carreteras federales.

7.- CONSIDERACIONES FINALES

La necesidad de reducir el consumo de carburante parece que únicamente tiene como objetivo el vehículo, aludiendo sólo ligeramente al conductor. En este trabajo se ha pretendido mostrar que en el sistema tráfico vial todos los componentes: conductor, vehículo, carretera, y también información y ordenación del tráfico, ejercen una gran influencia sobre el consumo de carburante. El cumplimiento de las prescripciones legales para ahorrar energía exige por ello, no sólo actuar sobre el motor y el vehículo, sino también aunar los esfuerzos en el sector de la construcción de carreteras, en el control del tráfico y en la organización.

BIBLIOGRAFIA

1. *Arbeitsgemeinschaft Energiebilanzen: "Energiebilanzen für die Bundesrepublik Deutschland"*

1. *Arbeitsgemeinschaft Energiebilanzen: "Energiebilanzen für die Bundesrepublik Deutschland"*

2. *FORSTER, H.J.: "Trnsportsystem Strassenverkehr. Automobilindustrie" (1974), 2° cuaderno.*

3. *FOSTER, H.J.: "Die Zukunft des Trnsportmittels Kraftfahrzeug", VDI–Informe Nr. 238 (1975) Pág. 17–35.*

4. *NEBELUNG, H.: "Spezifischer Energieeinsatz im Verhehr, Ermittlung und Vergleich der spezifischen Energieverbräuche", Verkehrswissenschaftliches Institut der Rhein-Westf. Technischen Universität Aachen.*

5. *MITSCHKE, A.: "Schwerpunkte der Lkw-Entwicklung für den Güterverkehr", Internationales Transportseminar Montreux 1987.*

6. *ALBRECHT, H.: "Fahrwiderstand und Kraftstoffverbrauch bei Nutzfahrzeugen", Vortrag bein IKA and der TH Aache, 1977.*

7. *STEINER, A.: "Problematik der Nutzfahrzeug-Entwicklung aufgrund gesetzlichen Vortrag Für die KD–Leiter der DB-Organisation, 1978.*

8. *Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen: "Richtilinien für wirtschaftliche Vergleichsrechnungen" (RWS) Edición 19.*

9. *LEE DE RAAD: "Influence of Road Surface Texture on Tire Rolling Resistence". Symposium über Reinfenrollwiderstand und Kraftstoffeinsparung Boston, Octubre 1977.*

10. *PHELPS, R.E, und MINGLE, J.G.: "Pavement and Tire Rolling Ressistance–Coeffients for Vehicle Energy Prediction". Symposium über Reifenrollwiderstand und Kraftstoffeinsparung in Boston, Octubre 1977.*

11. *FORSTER, H.J.: "Die Mercedes–Benz–Getriebeautomaten für Linienomnibusse (Stadt-und Überlandverkehr)". Schrinftenreihe Verkehr + Technik, Cuaderno 65.*

12. *VON EBERHORST, R. EBERAN: "Der Brennstoffverbrauch des Kraftfahrzeuges bel Wechselfahrt, Einfluss der Fahrweise und der Getriebebauart" Automobiltechnische Zeitschrift 53 (1951), Cuaderno 9.*

13. *KOLAR, J.: "Saubere Luft durch den öffentlichen Personennahverkehr" Verkehr + Technik (1978). Cuaderno 6.*

14. *WEHNER, B.: "Die Kraftfahrzeug–Betriebskosten in Abhängigkeit von den Strassen– und Verkehrbedingungen". Berlín: Ernst & Sohn, 1964.*

15. *EVANS, L.: "Urban Traffic Fuel Economy and Emissions–Consistency of Various Measurements" SAE–Paper 780 934.*

16. *MAY, H.U.A.: "Wann sich Motorabstellen lohnt". Umwelt (1978) Cuaderno 5.*

17. *FORSTER, H.J.: "Antriebsmotoren für Kraftfahrzeuge". Chemie–Technik 6 (1977) Cuaderno 8, pp. 335-345.*

18. *CANTWELL, E.N., ua.a.: "Projections of Motor Vehicle Fuel Demand and Emissions" SAE Paper 780 933.*

Pavimentos bituminosos para tableros de puentes

Por: Ing. Civil C. De Backer
Centre des Recherches Routieres, Bruselas.

RESUMEN

La experiencia demuestra que los pavimentos y sistemas de impermeabilización de puentes de carretera actualmente empleados no dan un resultado plenamente satisfactorio. Por ello el Centro de Investigación de la Carretera ha iniciado una serie de investigaciones sobre pavimentos de puentes en relación con los siguientes problemas:

– Degradación de los pavimentos, su origen y sus remedios.
– Dimensionado de pavimentos.
– Medidas de las solicitaciones impuestas por el tráfico a través del soporte (deformación - vibraciones).
– Examen de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en los pavimentos.

La presente comunicación aporta una síntesis de resultados ya disponibles sobre la materia.

1.- DESCRIPCION DEL PROBLEMA COMPLEJO IMPERMEABILIZACION-PAVIMENTO

La mayoría de los pavimentos están constituídos por tres partes teniendo cada una que jugar un papel muy preciso. Se distingue la capa de impermeabilización, la capa de protección y la capa de rodadura.

La capa de impermeabilización puede ser de mástic asfáltico o bien estar constituída de membranas prefabricada tipo mono, bi o tri capa, a base deproductos bituminosos o sintéticos.

La impermeabilización puede realizarse mediante resina vertida en obra. El papel de la impermeabilización es evitar la penetración en la estructura de agua cargada eventualmente con sales antihielo lo que, a largo plazo, puede traer graves consecuencias para el firme y especialmente en el tablero (desintegración del hormigón, corrosión de los cables del pretensado).

La capa de protección se realiza con material bituminoso clásico o en hormigón asfáltico o incluso con mortero de cemento.

Como su nombre indica tiene por finalidad asegurar una buena protección mecánica de la capa de impermeabilización siendo ésta más sensible a la perforación.

La capa de rodamento está compuesta de una o dos capas de materiales bituminosos clásicos.

La capa superior sirve directamente para el rodamiento por lo que debe tener buena rugosidad y regularidad.

La capa intermedia, cuando exista, sirve eventualmente de capa de reperfilado.

La impermeabilización, la protección y la capa de rodamiento forman un compuesto indisoluble en su comportamiento (casi siempre las capas tienen una adherencia entre ellas) que las denominamos revestimiento del puente.

2.- DEGRADACION DE LOS PAVIMENTOS: SUS CAUSAS Y SUS REMEDIOS

Una encuesta visual efectuada sobre 500 puentes nos ha permitido constatar que solamente el 35 por ciento de los pavimentos de los puentes visitados no presentaban daño alguno.

Como ya se ha comentado en un artículo anterior (Ref. 1) las informaciones complementarias sobre el tipo, espesor y edad del revestimiento se han obtenido cerca de las Administraciones gestionarias de los 500 puentes visitados.

TABLA I

ALARGAMIENTOS UNITARIOS MAXIMOS (x 10^{-6})

Fecha de medida	Espesor del pavimento (cm)	Temperatura (°C)	Velocidad del vehículo km/h	Componente A Rueda delantera	Componente A Rueda trasera	componente B Rueda delantera	componente B Rueda trasera	Componente total (A+B) empotramiento Rueda delantera	Componente total (A+B) empotramiento Rueda trasera
16/3/1978	0	—	—	112	78	23 -20	20 -32	109	166
23/5/1978	9	11	1	40	40	21 -23	29 -25	53	80
			20			5 -9	7 -8	13	20
			60			3 -7	3 -7	8	14
9/6/1978	12	14	1	14	12	9 -5	15 -11	38	38
			60			1 -4	3 -5	6	12,5

Nota: Los valores no señalados son límites inferiores a los máximos.

Toda esta información nos ha permitido redactar un "catálogo de defectos" (Ref. 3) que describe y clasifica las degradaciones, analizando las causas probables proponiendo también los remedios.

La tabla 1 de la Ref. 1 suministra la síntesis, para cada tipo de degradación presenta la importancia relativa de 5 factores influyentes sobre el desarrollo de estos daños:

- Tráfico
- Climatología
- Concepción del revestimiento
- Estructura del puente
- Puesta en obra del pavimento

Entre estos factores, la concepción del revestimiento juega un papel preponderante.

Con objeto de eliminar o reducir los efectos de las degradaciones –considerando el nivel del proyecto– se ha procedido a extraer 37 muestras de revestimientos considerando la mayoría de estas degradaciones.

Esto ha permitido precisar las causas de los daños y comprender el mecanismo de su desarrollo y evolución.

2.1.- Las ampollas

Las ampollas y degradaciones resultantes (fisuras y grietas circulares) frecuentemente no sólo afectan a la capa de rodamiento. Aparecen como consecuencia de la interposición de una capa permeable (la capa intermedia por ejemplo) entre dos capas de muy débil permeabilidad (la impermeabilización por un lado y la capa de rodadura por otro). La penetración accidental del agua en esta capa intermedia comprime las bolsas de aire que, bajo el efecto de una rápida subida de la temperatura en primavera y verano, provoca la deformaciónde la capa de rodamiento por una presión interpuesta.

El fenómeno se acentúa más cuando aparezcan defectos de adherencia local entre la capa de rodamiento y la intermedia. Este fenómeno puede evitarse cuando sólo se superponga en un puente (de bajo a arriba) capas de igual o creciente permeabilidad y consiguiendo una perfecta adherencia y adecuada homogeneidad entre las diversas capas del pavimento.

Junto a las ampollas generadas en la capa superior del pavimento existen otras que se abren paso a través del pavimento. Se trata sin embargo de casos relativamente aislados originados por una falta de adherencia de una membrana prefabricada sintética que actúa de soporte.

2.2.- El deslizamiento

Los deslizamientos del pavimento son muy

frecuentes incluso con pendientes débiles del orden de ±2 por ciento, que engendran fisuras, aperturas en las juntas de construcción, asientos, desprendimientos en los puntos altos del perfil longitudinal o transversal y rebabas.

La toma de muestras han puesto en evidencia los mecanismos generadores del deslizamiento, que pueden proceder de una fluencia del mástico de impermeabilización que ocasiona la transferencia de material desde los puntos altos a los bajos de la pendiente (Fig. 1a) o un desplazamiento de la parte superior del revestimiento sobre una membrana bituminosa pegada al betún que constituye la superficie de deslizamiento (Fig. 1b).

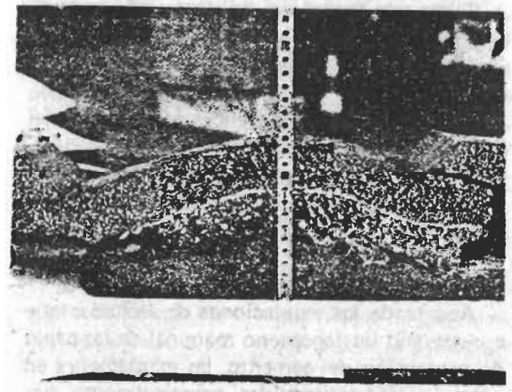


Fig. 1.a.– Acumulación por fluencia de mastique de impermeabilización en la parte interior del perfil transversal.

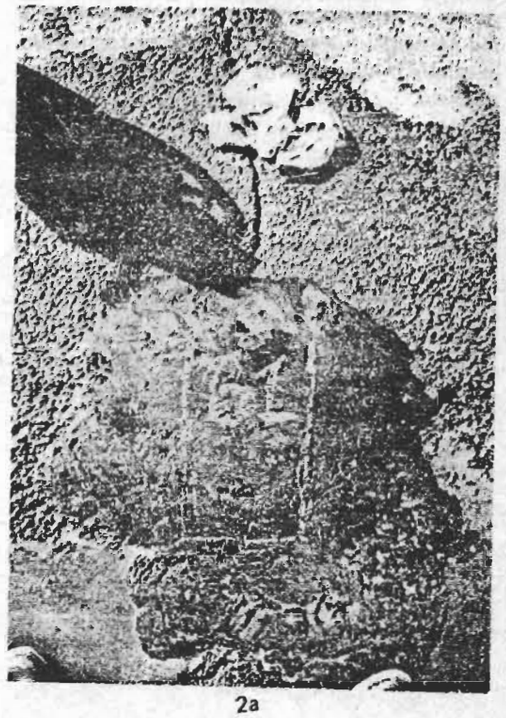
Fig. 1b.– Deslizamiento de la parte superior del pavimento sobre una membrana bituminosa.

Fig. 1.– Mecanismos del deslizamiento.

Para evitar al máximo este fenómeno de deslizamiento conviene:

– En el caso de pavimentos de másticos asfálticos utilizar mezclas suficientemente estables a la fluencia. Esta estabilidad se obtiene limitando estrictamente el contenido de ligante (18 por ciento puede ser un máximo absoluto) y utilizando betunes suficientemente duros o incluso betunes elastoméricos.

– En el caso de pavimentos con membranas prefabricadas utilizar tanto en la fabricación de membranas como en la adherencia de éstas, ligantes (eventualmente mejorados) de elevada estabilidad reduciendo al mínimo el número de capas del conjunto impermeable utilizando preferentemente la técnica de soldadura de la del pegado y rechazando las emulsiones bituminosas en tales impermeabilizaciones.



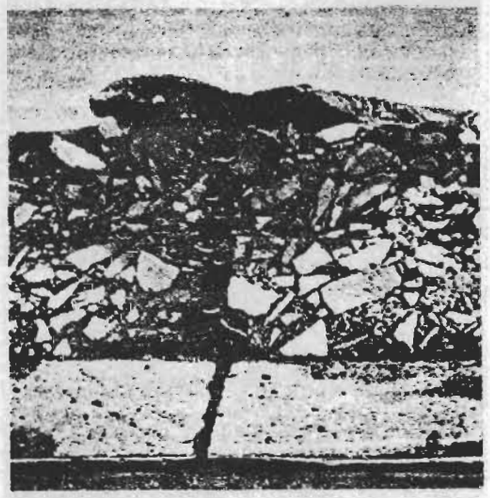
2a

2.3.- Degradaciones de origen térmico

Las variaciones de temperatura provocan la retracción de los materiales bituminosos originando tensiones, lo que se traduce en un despegue del pavimento respecto al material sobre el que se coloca, en la abertura de las juntas de construcción del pavimento o incluso, en ciertos casos extremos, en una fisuración del material.

Un ejemplo frecuente de este último caso es el del revestimiento de protección en mortero de cemento en el que tejido de la armadura no puede impedir la fisuración. Las fisuras del mortero de cemento se concentran con mayor o menor rapidez en la capa de rodadura.

Evidentemente es imposible anular la retracción de los materiales bituminosos. Sin embargo pueden utilizarse las disposiciones constructivas u otros medios tecnológicos para evitar las consecuencias negativas de la retracción. El despegue de los bordes puede contrarrestarse por la utilización de un barniz adherente sobre el borde en que descansa el pavimento. Este desprendimiento afecta también a la impermeabilización, pero la utilización de una membrana prefabricada (correctamente colocada) puede suponer una adecuada alternativa de mantener la estabilidad de la impermeabilización. La estabilidad de las juntas de construcción puede mejorarse cuidando particularmente la puesta en obra o bien empleando principalmente dos extendedoreas en paralelo.



2b

Fig. 2.— Muestras de la exudación

Se eliminarán los materiales que particularmente no resistan a la fisuración térmica, especialmente los morteros de cemento, pero también ciertos productos a base de ligantes sintéticos o de betunes demasiado duros.

2.4.- La fatiga

La repetición del paso de cargas sobre toda la estructura del pavimento provoca la fatiga por flexión alternativa de los materiales bituminosos y que conducen a la fisuración cuando se alcance el umbral de la resistencia de aquél. Esto tiene especial importancia en un pavimento de puente en donde se acelera el fenómeno por una serie de vibraciones y deformaciones transmitidas por el apoyo. Un ejemplo particular de la fatiga es el del pavimento de placa ortótropa en donde el paso de las cargas provoca apariciones de fisuras longitudinales separadas unos 30 cm.

Sobre este fenómeno de placa ortótropa volveremos a insistir más adelante.

Se puede retardar la aparición de estas degradaciones:

— Favoreciendo la adherencia de las capas del pavimento con el soporte.

— Aumentando el espesor de los pavimentos empleando materiales de elevada resistencia a la fatiga.

2.5.- Las exudaciones

Aparte de las exudaciones de lechadas que constituyen un fenómeno marginal de las capas de protección del cemento, las exudaciones en general está constituidas principalmente por mástic o betún. Cuando aparece una fisura (sea debida a la fatiga, a factores térmicos o a deslizamiento) en un pavimento situado por encima de un material asfáltico de estabilidad débil aquélla se comporta como una chimenea, permitiendo (por un fenómeno análogo a la presión hidrostática) que el elemento inferior ascienda hasta rellenar el hueco dejado (Fig. 2a y 2b).

El mástic rico en betún se sitúa sobre la superficie del pavimento pudiendo poner en peligro la seguridad de los usuarios.

Por otro lado la exudación reduce la impermeabilidad de las zonas adyacentes a donde se han depositado y si el espesor residual se hace muy débil se pone en riesgo la eficacia de éste.

Para evitar este tipo de daño, conviene al igual que en el caso del deslizamiento, sólo utilizar másticos suficientemente estables.

2.6.- Las peladuras

El desgarramiento del material es producido frecuentemente por una desintegración o desprendimiento de los elementos no bituminosos.

Después de la toma de muestras hemos podido comprobar el grado elevado de humedad y el estado de desprendimiento de las capas superiores de gran número de pavimentos. Este fenómeno es más acusado a medida que nos aproximamos a la capa impermeable. En un pavimento de un puente el agua que penetra en su estructura a través de su porosidad o por defectos alcanza el cimiento por simple gravedad.

Una solución es la prever un dispositivo de drenaje de estas capas para impedir toda penetración del agua en la superficie del pavimento (el tratamiento superficial sella las fisuras).

Por lo demás no abordaremos con más detalle el problema de las degradaciones en las proximidades de las juntas de dilatación que representan un problema muy específico.

Revisando las degradaciones que acabamos de comentar podemos constatar que, aparte de los problemas conceptuales de los pavimentos éstos se degradan por fatiga, por falta de estabilidad a la fluencia o a la deformación permanente o incluso, (aunque sea más raramente) por su gran susceptibilidad térmica. Estos dos primeros criterios, fatiga y estabilidad, sirven de hilos conductores de la investigación realizada en la CRR.

En una primera etapa se ha elaborado un estudio teórico de dimensionamiento de pavimentos de puentes desde un aspecto de la fisuración por fatiga, de las deformaciones y del deslizamiento, a lo que sigue medidas experimentales y ensayos de laboratorio.

3.- ESTUDIO TEORICO DE LOS PROBLEMAS DEL DIMENSIONAMIENTO

3.1.- Criterio de deslizamiento

La fluencia de las capas impermeables en los aglomerados asfálticos es, según hemos visto, la causa de numerosas degradaciones en los pavimentos de puentes. Se ha puesto a punto un método provisional que permite calcular el alcance del deslizamiento sufrido por el pavimento como consecuencia de la fluencia de la capa de impermeabilización. Sobre esto no vamos a entrar en detalles ya que se han publicado numerosos datos de la referencia 5. Solamente queremos indicar que para su aplicación se precisa conocer:

— El espesor y las densidades de las diversas capas del pavimento.

— Pendiente de la superficie soporte.

— Grado de viscosidad de la impermeabilización.

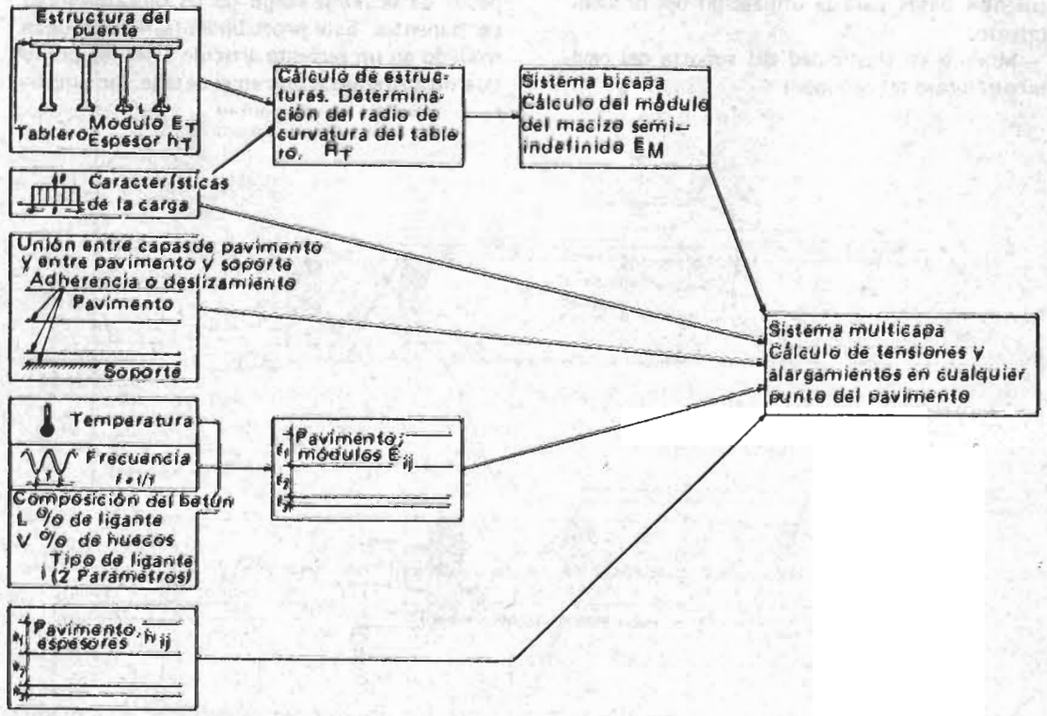


Fig. 3a.— Tensiones debidas a la aplicación directa de cargas. Procedimiento de cálculo.

– Las curvas de viscosidad de la impermeabilización.

Los dos primeros parámetros fijan el nivel de cizallamiento de la impermeabilización. Los dos últimos son características internas del material que hay que medir en el laboratorio.

3.2.- Criterios de fisuración por fatiga y por deformación permanente

Tal como hemos comentado anteriormente, la fatiga del pavimento de un puente procede de tensiones engendradas directamente por el paso de las cargas a las que se superponen las transmitidas por su apoyo (vibración y deformación de la plataforma). La repetición excesiva del paso de las cargas provoca la ruina del pavimento por fisuración. Por otra parte es conveniente que las deformaciones permanentes se sitúen por debajo de un nivel admisible. El C.R.R. ha elaborado en relación con estos dos criterios , un sistema de cálculo tanto para el caso de placas ortótropas, como para las del tablero de hormigón. En diversos artículos recientes (ref. 1,6,8) se han descrito varios de estos sistemas de cálculo. La fig. 2 de la referencia 1 suministra el esquema general de estos métodos de cálculo. En este sentido conviene recordar que se precisan los siguientes datos para la utilización del procedimiento:

– Módulo de elasticidad del soporte del pavimento (acero u hormigón).

– Espesor de cada capa que constituye el pavimento.

– El tráfico y los factores climáticos.

Cada material bituminoso puede estar caracterizado por los 5 parámetros siguientes:

– V_A = Contenido volumétrico de áridos.

– V_L = Contenido volumétrico de ligante.

– V = Porcentaje de huecos en el material compactado.

– Consistencia del betún (penetración, por ejemplo)

– Susceptibilidad de la penetración, por ejemplo.

Diversos programas suministran los datos de base sobre la ley de fatiga, el módulo de rigidez y de la ley de deformación permanente de los materiales bituminosos en función de su composición, de la temperatura y de la frecuencia de solicitación.

Se basan en las leyes fenomenológicas desarrolladas por J. VERSTRAETEN y L. FRANCKEN (Ref. 10, 11, 13, 15, 16).

3.2.1- Placas ortotropas

En el caso de placas ortótropas el procedimiento permite el estudio comparativo de diversas variantes del pavimento tanto desde el aspecto de la fatiga como de las deformaciones permanentes. Este procedimiento ha sido desarrollado en un reciente artículo (Ref. 6) por lo que no entraremos más en el detalle. Sin embargo hemos de recordar brevemente algunas conclusiones del estudio realizado en unas 25 variantes:

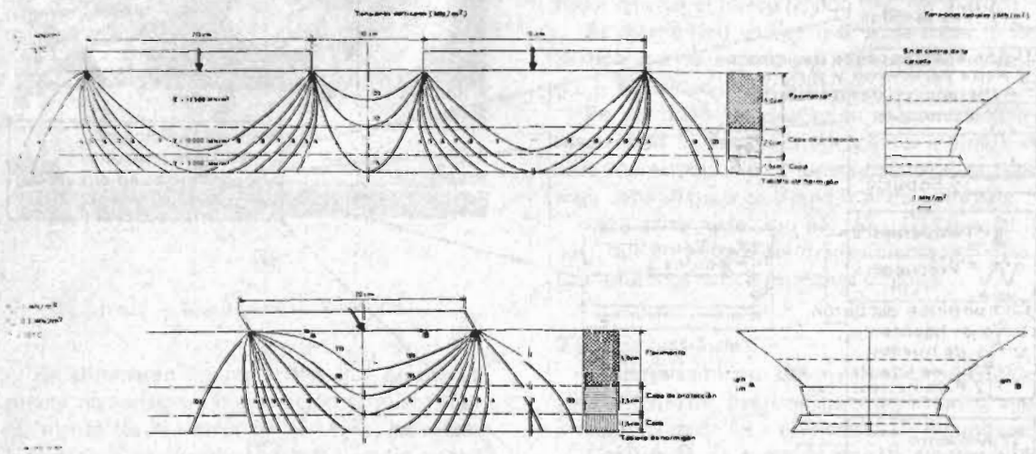


Fig. 3b.– Tensiones debidas a la aplicación directa de las cargas. Ejemplo de aplicación.

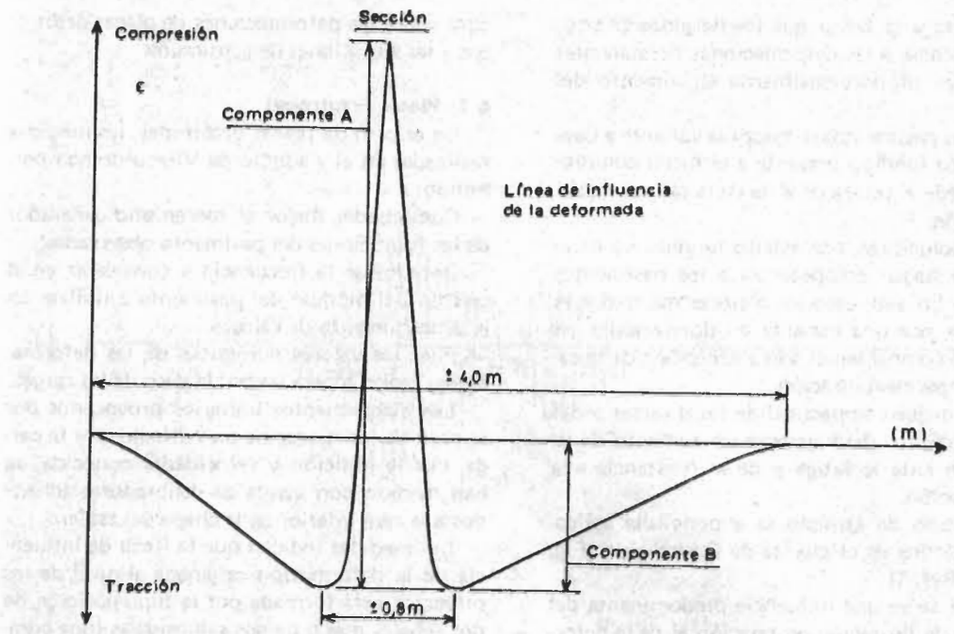


Fig. 4a.– Linea de influencia de la deformada.

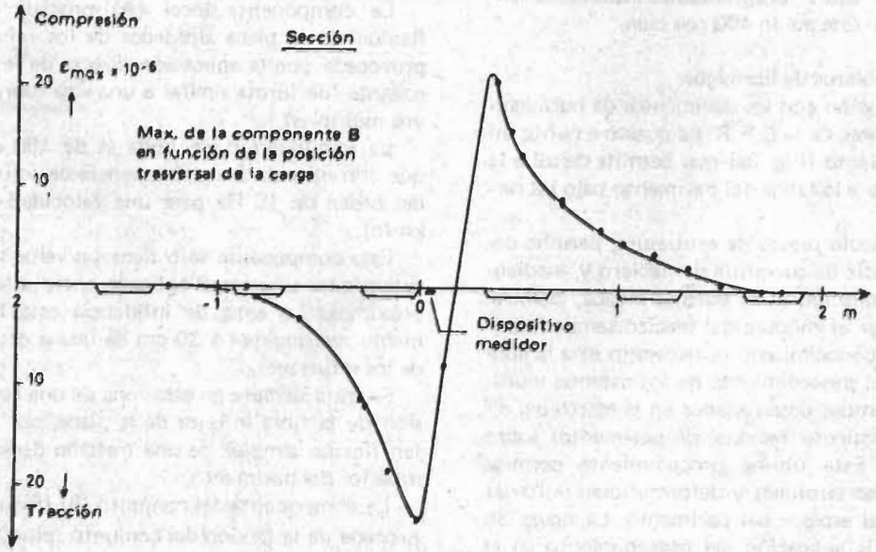


Fig. 4b.– Max. de la componente B en función de la posición trasversal de la carga.

Fig. 4.– Placas ortótropas.

– Las temperaturas más elevadas son muy perjudiciales para la fatiga del pavimento.

– Los revestimientos gruesos (12 cm) son más

resistentes a la fatiga que los delgados (7 cm); su resistencia a las deformaciones permanentes disminuye proporcionalmente al aumento del espesor.

– En los pavimentos delgados la variante a base de asfalto fundido presente a el mejor compromiso desde el punto de vista de la fatiga y la deformación.

– Las soluciones con asfalto fundido no parecen que hagan competencia a los pavimentos gruesos. En este caso los mejores resultados se obtienen por una variante en donde todas las capas se compactan in situ a excepción de la capa de impermeabilización.

– Una mejor compacidad de las diversas capas del pavimento dará siempre un aumento de su duración ante la fatiga y de su resistencia a la deformación.

A título de ejemplo se expone una aplicación práctica en el puente de Godscheide (Fig. 3 de la Ref. 1).

Aquí se ve una influencia predominante del criterio de fisuración en relación al de la deformación permanente, mostrando así mismo que mediante una adecuada selección del pavimento se puede mejorar (a igualdad de espesor) la longevidad de éste en un 400 por cien.

3.2.2.- Tableros de hormigón

En relación con los pavimentos de hormigón para puentes de la C.R.R. ha puesto a punto un procedimiento (Fig. 3a) que permite calcular la resistencia a la fatiga del pavimento bajo las cargas.

Un cálculo previo de estructura, permite definir el radio de curvatura del tablero y, mediante la asimilación a un sistema bicapa, permite determinar el módulo del macizo semiindefinido cuyo conocimiento es necesario para la aplicación del procedimiento de los sistemas multicapas elásticos desarrollados en el marco del dimensionamiento racional de pavimentos sobre puentes. Este último procedimiento permite calcular las tensiones y deformaciones unitarias en todo el espesor del pavimento. La figura 3b muestra la aplicación del procedimiento en el cálculo de tensiones en un pavimento de puente.

La ley de la fatiga permite así determinar la durabilidad del pavimento.

4.- MEDIDA DE LAS SOLICITACIONES TRANSMITIDAS POR EL SOPORTE

Simultáneamente a los estudios teóricos, el C.R.R. ha efectuado una serie de medidas en obra sobre las deformaciones de placas ortótropas y las vibraciones de estructuras.

4.1.- Placas ortotropas

En el caso de placas ortótropas, las medidas realizadas en el viaducto de Vilvoorde han permitido:

– Comprender mejor el mecanismo generador de las fisuraciones del pavimento observadas.

– Determinar la frecuencia a considerar en el cálculo del módulo del pavimento a utilizar en el procedimiento de cálculo.

– Fijar los valores numéricos de las deformaciones reales generadas por el paso de las cargas.

Los alargamientos unitarios provocados por el paso de las ruedas de un vehículo, por la carga, por la posición y velocidades conocidas se han medido con ayuda de calibradores adheridos a la cara inferior de la chapa del tablero.

Las medidas indican que la línea de influencia de la deformación originada al nivel de los refuerzos está formada por la superposición de dos señales más o menos sinuosidales (una componente local (A) y una componente de conjunto (B) (Figura 4a).

La componente local (A) procede de la flexión de la placa alrededor de los refuerzos provocada por la aplicación directa de la carga rodante (de forma similar a una viga sobre apoyos múltiples).

La semilongitud de onda es de ±80 cm lo que corresponde a una frecuencia de solitación del orden de 10 Hz para una velocidad de 60 km/h).

Esta componente sólo tiene un valor significativo para una carga aplicada entre refuerzos próximos. La zona de influencia está fuertemente restringida (± 30 cm de una a otro lado de los refuerzos).

Se trata siempre en esta zona de una compresión de la fibra inferior de la placa, por tanto, (en flexión simple) de una tracción de la fibra superior del pavimento.

La componente del conjunto (B) (Figura 4b) procede de la flexión del conjunto refuerzo-placa alrededor de la riostra. La semilongitud de onda es de 4 m lo que corresponde a una frecuencia de solicitaciones del orden de 2 Hz a la velocidad de 60 km/h. Esta componente se presenta para las cargas situadas en una zona de alrededor 120 a 150 cm a uno y otra lado del extensómetro pudiendo ser de tracción o compresión según la posición de la carga.

El análisis de los valores numéricos (Tabla I) de estos componentes demuestra que:

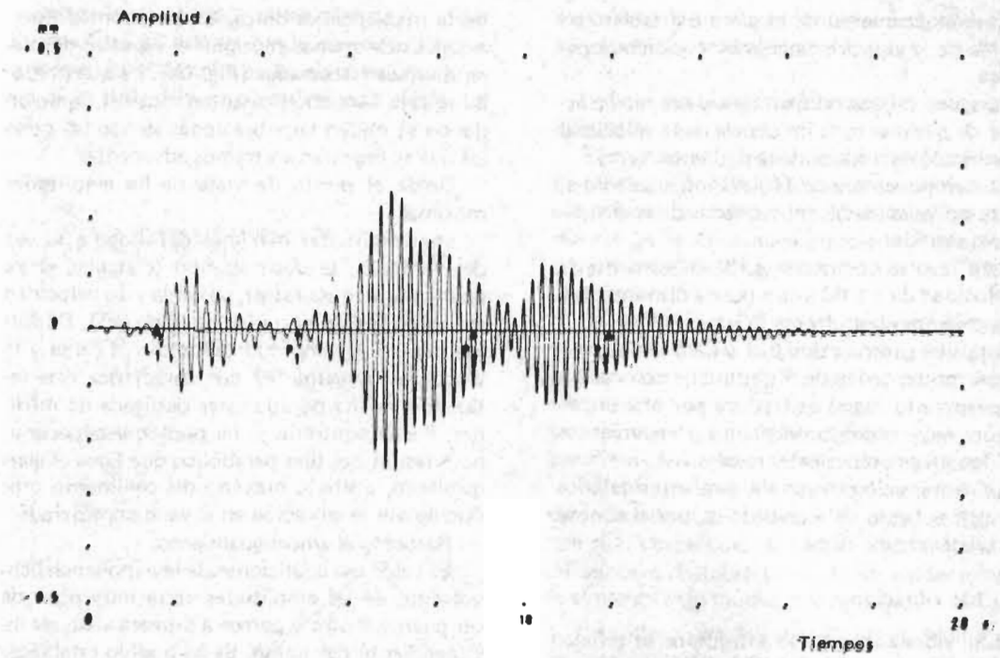


Fig. 5a.– Linea de influencia de la vibración medida sobre un puente de 3 vanos

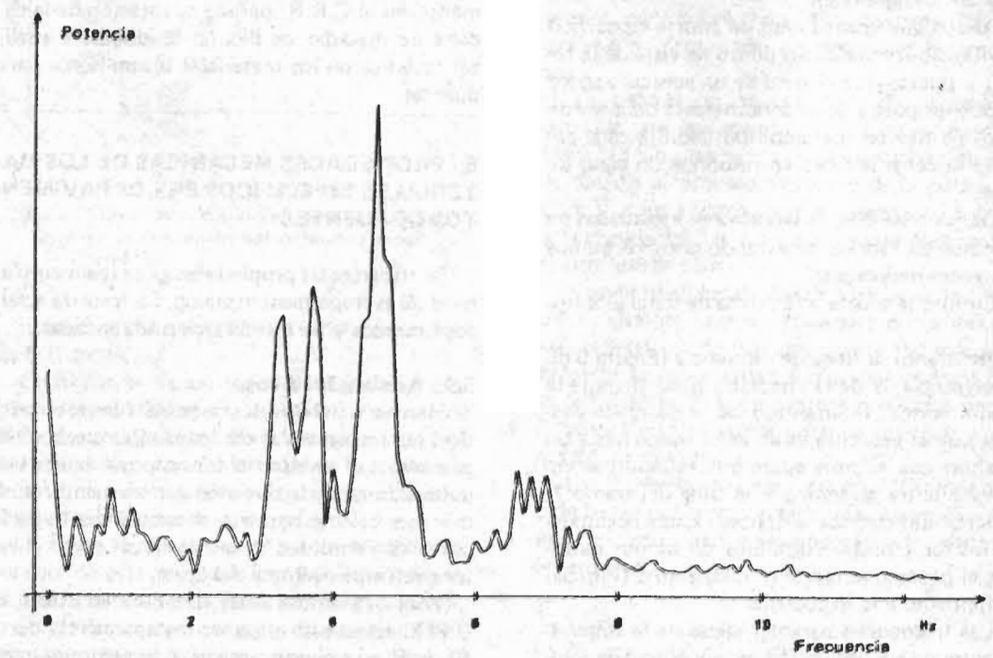


Fig. 5b.– Espectro de frecuencia de un puente de 3 vanos.

Fig. 5.– Vibraciones.

– El empotramiento de la placa del tablero en el alma de la viga principal es la sección más peligrosa.

– Para una misma temperatura y un mismo espesor de pavimento la influencia de la velocidad del vehículo se traduce de la siguiente forma:

- La componente local (A) del refuerzo sólo aparece en velocidades muy débiles a las temperaturas medidas.
- Para la otra componente (B) el aumento de la velocidad de 1 a 60 km/h puede disminuir los alargamientos en un factor 5,5.

– Para una misma velocidad y para temperaturas del mismo orden de magnitud de colocación del pavimento (9cm) se traduce por una disminución muy importante de los alargamientos debidos a los componentes locales (A).

La disminución de los alargamientos debidos a la componente del conjunto es, por el contrario, relativamente débil.

4.2.- Las vibraciones

Las vibraciones de la estructura se reflejan extensamente al nivel del pavimento o por la flexión de la estructura, traduciéndose igualmente en alargamientos unitarios horizontales que participan en el fenómeno general de fatiga de los pavimentos.

Puesto que constituyen un aporte específico de vibraciones (desde un punto de vista de la fatiga) y puesto que el paso de un vehículo sobre un puente puede generar numerosas docenas de ciclos de flexión (de amplitud débil) a cada paso de la carga no sólo corresponde un ciclo de flexión.

De las medidias de vibraciones efectuadas en 13 obras de fábrica totalizando unos 19 tramos diferentes deducinos:

En lo que afecta a la forma de señal vibratoria:

Por tramo la línea de influencia (Figura 5 de la referencia 1) de la vibración tiene siempre la misma forma: la amplitud de onda crece después que el vehículo entra en el tramo hasta un máximo que se sitúa cuando el vehículo se encuentra entre el centro y el final del tramo 1. La amplitud decrece entonces exponencialmente. En los puentes continuos de tramos múltiples el proceso se repite en cada tramo (Fig. 5a)

Respecto a la frecuencia:

Las frecuencias características de la superestructura no son influenciadas por el tipo de vehículo ni por su velocidad no por su carga ya que son las frecuencias propias del puente.

En un tramo isostático simplemente apoyado la frecuencia es única. En los puentes hiperestáticos de tramos mútiples el espectro contiene diversas frecuencias (Fig. 5b). La que predomina es la frecuencia característica del tramo en donde se miden las vibraciones siendo las otras las que se registran en tramos adyacentes.

Desde el punto de vista de las amplitudes máximas:

Las amplitudes máximas dependen a su vez del vehículo; es decir su tipo (distancia entre ejes y número de éstos), su carga y su velocidad así como la estructura (su luz y rigidez). De forma general la amplitud crece con la carga y la velocidad; ninguna ley que caracterice esta influencia no ha podido estar desligada de medidas. Por el contrario se ha podido establecer una relación del tipo parabólico que ligue el alargamiento, unitario máximo del pavimento producido por la vibración en el vano considerado.

Respecto al amortiguamiento:

El valor del coeficiente de la exponencial envolvente de las amplitudes varía muy poco de un puente a otro y parece a primera vista ser independiente del tramo. Se ha podido establecer también los valores numéricos de las características de la onda vibratoria por tipo de puente en función de su luz.

Estos resultados serán utilizados próximamento en el C.R.R. para la adaptación de la cadena de medidas de flexión destinadas a analizar la fatiga de los materiales bituminosos para puentes.

5.- PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES ESPECIFICOS EN LOS PAVIMENTOS DE PUENTES

Se sitúan estas propiedades principalmente al nivel de la impermeabilización. Se trata de asfaltos fundidos y de membranas prefabricadas.

5.1.- Asfaltos fundidos

Hemos visto que los asfaltos fundidos pueden ser responsables de los deslizamientos del pavimento. También hemos visto que puede calcularse la cuantía de estos deslizamientos aunque este cálculo necesita el conocimiento de la curva de viscosidad de la mezcla así como el valor del límite eventual del corte.

Para determinar estas dos características, el C.R.R. ha puesto a punto un aparato de corte (Ref. 5) que permite medir el escurrimiento de una capa de impermeabilización en las condiciones de las solicitaciones adyacentes que actúan sobre una obra de fábrica.

Se han realizado dos series de ensayos sobre dos mezclas de asfalto fundido; una análoga a la formulación descrita en el pliego de condiciones tipo 150, y la otra conteniendo elastómeros.

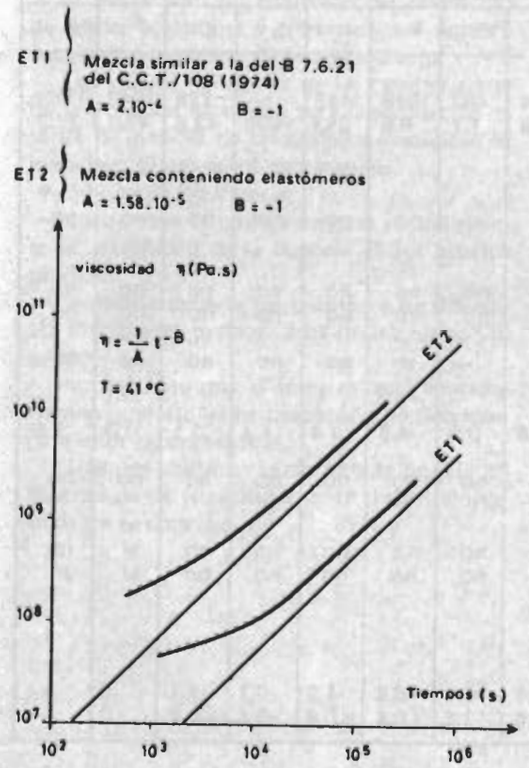


Fig. 6.– Curvas de viscosidad en función del tiempo de dos impermeabilizaciones en asfalto fundido.

Estos ensayos han permitido trazar las curvas (η, t) (figura 6).

Estas curvas tienen todas el mismo aspecto: tienden asintóticamente hacia una parábola de grado 1, y dependen de la temperatura. Los ensayos no han permitido detectar la existencia de un límite de escurrimiento de la mezcla considerada a la temperatura de ensayo.

La figura 6 indica que la suceptibilidad a la fluencia de esta mezcla es de 12,5 veces más débil que la de la mezcla ensayada anteriormente.

El ensayo suministra pues la posibilidad de comparar la estabilidad a la fluencia de diversas mezclas y de comparar los deslizamientos ocasionados en el pavimento. Demuestra asimismo que la formulación de mezclas fundidas pueden mejorarse de forma significativa para poder evitar el problema del deslizamiento:

5.2.- Las membranas prefabricadas de impermeabilización

El mercado de impermeabilización a base de membranas prefabricadas está en plena evolución. Esta situación indica la voluntad de la industria de la impermeabilización de integrar el progreso realizado en el dominio de los materiales plásticos.

Sin embargo en el plan práctico adolecen de algunos problemas originados por un lado por la diversidad de productos existentes (la mayoría patentados) y por otro lado por la ausencia (o casi ausencia) de prescripciones belgas que permitan caracterizar y definir sus calidades.

Añadamos también que muchas membranas como impermeabilizaciones de obras de fábrica han sido concebidas de hecho como impermeabilizaciones de cubiertas en donde evidentemente el mercado es mucho más amplio.

Está claro que las solicitaciones de una impermeabilización para puentes son realmente muy diferentes que las de una cubierta. Estas solicitaciones particulares proceden desde luego de la aplicación de cargas transmitidas por la intermedia de las capas de rodadura y de protección pero sobre todo de la puesta en obra de la capa de protección en materiales bituminosos.

La colocación de esta capa de protección provoca no solamente un choque térmico (140 °C) sino esfuerzos no despreciables de corte debido al proceso mecánico de la puesta en obra y a los efectos de punzonamiento debido a la compactación. En todo caso las membranas deben resistir bien.

Con la finalidad de rendir cuentas de la situación existente hemos sometido a 8 membranas representativas de una gran parte del mercado belga de la especialidad a ensayos previstos por la NBN B46–201 y a algunos otros que consideramos indispensables para caracterizar algunas de sus cualidades.

Las 8 membranas eran del tipo "Bituminoso o de betún polímero armado, elastómero o plástico, armado o no", sometiéndolas a los siguientes ensayos:

– Tracción
– Punzonamiento estático
– Impermeabilización
– Absorción de agua
– Fluencia

TABLA II
SINTESIS DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS CON MEMBRANAS IMPERMEABLES

ENSAYO	NORMA	NUMERO DE MEMBRANAS							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1. Tracción (sentido longitudinal	B 46.201								
Resistencia a la rotura (N)		454	467	1018	1113	—	728	1043	1169
Alargamiento en rotura (%)		488	1,7	9,6	293	>600	43,6	47,3	37,2
2. Punzonamiento 300 N - 24 h	UBATC								
Perforación		no	sí	no	no	no	no	no	no
3. Impermeabilidad									
Presión 10 cm de agua 24 h	B 46.201	no	no	no	no	no	no	no	no
Presión, 0,3MN/m² 1 hora	DIN 16935	no	no	no	no	no	no	no	no
Presión: 0,3MN/m² 1 hora despues del ensayo de punzonamiento	DIN 16935	no	—	sí	no	no	no	no	sí
4. Absorción de agua 24 h (%)	B 46.201	12,8	3,9	4,8	1,4	4,4	1,1	1,3	1,5
5. Fluencia	B 46.201	no	no	no	no	no	no	no	no
6. Plegado	B 46.201								
Fisuración 0° C		no	no	no	no	no	no	sí	no
Fisuración – 10° C		no	no	no	no	no	no	sí	sí
7. Choque térmico 5 minutos a 140° C	C.R.R.								
Estabilidad dimensional			*	*					**
Longitudinal (%)		-0,8	-0,2	-0,6	-1,2	-0,1	-1,1	0	—
Trasversal (%)		+0,4	-1,1	+0,4	+0,8	-0,1	+0,9	0	—

* Modificación de la estructura observada durante la permanencia en la estufa.
** Modificación completa de la estructura: muestra destruida.

– Plegado
– Choque térmico

Los resultados de los ensayos se presentan en la tabla II. El análisis de los resultados permiten comparar las membranas entre sí en relación con las características ensayadas. A falta de la existencia de criterios no es posible de hacer una apreciación global de estas impermeabilizaciones. En nuestra opinión se deberían eliminar aquellas láminas que no resisten en punzonamiento o la impermeabilidad después del punzonamiento y aquellas que sufren modificaciones estructurales durante el choque térmico. Desde este enfoque se tendrían que eliminar las membranas 2,3 y 8.

Los ensayos de laboratorio no pueden simular totalmente las solicitaciones de la obra y del servico, por lo que seguimos con interés el estudio de las láminas experimentales de impermeabilización que será realizado in situ durante algunos meses con el patrocinio del Ministerio de Obras Públicas. El C.R.R. por supuesto participará activamente en esta iniciativa.

6.- CONCLUSIONES

Terminamos aquí la exposición de resultados disponibles en el C.R.R. en materia de pavimentos de puentes.

- Se han propuesto medios para mejorar la concepción del sistema impermeabilización-pavimento lo que permitirá mejorar la vida del conjunto.

- Los procedimientos de cálculo permitirán comparar los resultados de diversos tipos de pavimentos en cuanto al deslizamiento, la fatiga y las deformaciones permanentes.
- Las medidas realizadas en obra han permitido establecer:
  – El mecanismo de fisuración del pavimento de placas ortótropas y ciertos valores numéricos necesarios para su dimensionamiento.
  – Los valores numéricos de las características de la vibración necesarias para la adaptación de series de medidas de propiedades mecanicas en materiales bituminosos para puentes.
- Ensayos de laboratorio:
  – Mostrar que es posible mejorar sensiblemente la estabilidad de la fluencia de los asfaltos fundidos.
  – Permitir comparar los resultados de diferentes membranas prefabricadas de impermeabilización.

Por supuesto que el tema no está agotado. Hemos expuesto ya las pespectivas de ejecución de tramos experimentales.

Debemos examinar igualmente la posible influencia de las vibraciones sobre el deslizamiento de los pavimentos.

Por otra parte tendremos que coordinar los métodos de cálculo existentes de tal forma que podamos llegar al dimensionamiento racional y completo de los pavimentos.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido patrocinado por el Instituto de Fomento de la Investigación Científica y la Agricultura (I.R.S.I.A.) al que vivamente quedamos agradecidos por su apoyo financiero.

Queremos también expresar nuestra gratitud a M.M.J. Reichert, Director y J. Verstraeten, jefe de la División de Investigación y Director Adjunto de la C.R.R. por el interés y apoyo a este estudio.

Particularmente agradecemos a M.V. Veverka, jefe del Servicio de Proyectos y Estructuras que ha contribuido en gran manera a la obtención del presente trabajo.

También las gracias al personal técnico (M.M.R. de Ridder, M. Crushaire, C. Lesoil y A. Vermylen) que han efectuado las medidas y ensayos indispensables en esta investigación.

BIBLIOGRAFIA

V. VEVERKA et C., BACKER. – Premiers résultats de recherche sur les revêtements hydrocarbonés de ponts routiers. La Technique Routière, XXIII/3, 17-32, septembre 1978 (Document présenté sous le titre "Belgian Inspection and research of Asphalt Bridge Pavements And Waterproofing Systems", 57e Réunion Annuelle du T.R.B., Washington, 16-20 janvier 1978).

V. VEVERKA en C. DE BACKER.– Eeerste resultaten van een onderzoek in verband met de bitumineuze bedekking op wegbruggen De Wegentechniek, XXIII/3 17-32, september 1978/ Dezde studie werd onder de titel "Belgian Inspection and Research of Asphalt Bridge Pavements and Waterproofing Systems", voorgesteld of de 57 ste Jaarvergadering van de T.R.B., Washington, 16-20 januari 1978).

C. DE BACKER.– Catalogue des dégradations des revêtements hydrocarbonés d'ouvrages d'art. Classification, causes et remèdes. Compte rendu de recherches, CR 8/78. Centre de Recherches Routières, Bruxelles, 1978.

C. DE BACKER.– Catalogus van schadeverschijnselen aan bitumineuze bedekkingen op kunstwerken, Indeling, oorzaken en remedies. Researchverslag RV 8/78, Opzoekingscentrum voor de Wegenbouw, 1978.

C. DE BACKER, V. VEVERKA.– Résistance au fluage latéral des couches d'etanchéité des ponts routiers Symposium RILEM, Thème 3, Darmstadt, 12-14, septembre 1978.

C. DE BACKER.– Revêtements hydrocarbonés

de ponts a dalle orthotrope. Etude comparative des résistances en fatigue et à l'orniérage. La Technique Routiére, XXIV/1-36, mars 1979.

Bitumineuze bedekkingen op orthotrope brugplaten. Vergelijkende studie van de weerstand tegen spoorvorming De Wegentchniek, XXIV/1,1-36 maart 1979.

V. VEVERKA.– Evaluation de la profondeur d'ornière dans des routes à revêtement hydrocarbomé. La Technique Routière, XXIV/3, 1979.

V. VEVERKA.– Raming van de spoordiepte bij wegen met een bitumineuze verharding, De Wegentechniek, XXIV/3, 1979.

L. FRANCKEN and J. VERSTRAETEN.– Methods for Predicting Moduli and Fatigue Laws of Bituminous Road Mixes under Repeated Bending. Transportation Research Rechord. N° 505, p. 114-123, Washington D.C., 1974.

J. VERSTRAETEN.– Loi de fatigue en felxion répétée de mélanges bitumineux Bulletin de Liaison du L.C.P.C., n° 70, mars-avril 1974, París 1974.

J. VERSTRAETEN.– De wet van de vermoeiing van bitumineuze mengsels onder herhallde buiging. Wegen nr. 709 347-360, december 1974.

L. FRANCKEN.– Propriétés mécaniques del mélanges hydrocarbonés. Méthodes expérimentales et prévisionnelles utilisées dans le cadre du dimensionnement des chaussées, La Technique Routière, XXI/4, 1-33, décembre 1976, Bruxelles 1976.

L. FRANCKEN.– Mechanische eigenschappen van de bitumineuze mengsels. Experimenten en previsionele methoden gebruikt in het raam van de dimensionering van de rijbanen, De Wegentechniek, XXI/4, 1-33, december 1976, Brussel 1976.

L. FRANCKEN.– Module complexe des mélanges bitumineux, Numéro spécial "Bitumes et enrobés bitumineux", Bulletin de L.C.P.C., París 1977.

L. FRANCKEN.– Permanent Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Triaxial Compression, Proceedings of the 4th International Conf. Struc. Design of Asphalt Pav,. Ann Arbor, Michigan 1977 p. 483-508.

Modificación de los ligantes bituminosos para su empleo en pavimentos flexibles

Por: Juan J. Ortega
Manuel Blanco
Angel Cuevas

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales.
Madrid.

SINOPSIS

La mayoría de los problemas que afectan a un betún asfáltico, debidos a su termoplasticidad, quedarían paliados al disponer de ligantes que conservando dicha propiedad, necesaria para su fabricación y puesta en obra, tuvieran una menor susceptibilidad térmica en el intervalo de temperaturas de servicio.

El trabajo que hemos abordado, conducente, fundamentalmente, a disminuir la susceptibilidad térmica del ligante bituminoso, ha seguido tres caminos distintos:

1.- Incorporación de aditivos (azufre, copolímero de etileno y acetato de vinilo y caucho de butadieno-estireno).
2.- Reacción de Friedel y Crafts, utilizando como catalizador tricloruro de aluminio, y como agentes modificadores: caucho de butadieno-estireno, policloruro de vinilo, anhídrido maléico, anhídrido ftálico, 1,2-propanodiol, hexametilendiisocianato y toluen-2,4-diisocianato; y
3.- Creación de una estructura polimérica en el seno del betún, por reacción de un sistema de dos componentes a base de resinas epoxi.

Durante muchos años se han ensayado las adiciones al betún de polímeros de alto peso molecular y, fundamentalmente, de elastómeros. Estas adiciones tienen como objetivo principal mejorar la resistencia a la deformación permanente del aglomerado asfáltico (disminuyendo la susceptibilidad térmica del ligante) y su comportamiento a la fatiga.

La dificultad de esta operación proviene de que es preciso encontrar polímeros capaces no solamente de aportar estas mejoras, sino también de ser compatibles con el betún en toda la gama de temperaturas desde las normalmente usadas en la mezcla hasta las de servicio.

En el presente trabajo se describen los resultados obtenidos por el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del MOPU, en la modificación de los ligantes asfálticos por tres caminos diferentes:
1° Mediante la incorporación de aditivos
2° Por reacción química de Friedel y Crafts; y
3° Por reacción de sistemas de dos componentes en el seno del betún.

1.– INTRODUCCION

La modificación de las características reológicas y mecánicas de los ligantes asfálticos, componentes básicos de los pavimentos flexibles que cada vez se encuentran sometidos a mayores solicitaciones, parece una necesidad general.

2.– MODIFICACION DE LIGANTES

2.1. Incorporación de aditivos

La modificación de ligantes asfálticos para su empleo en pavimentos flexibles se ha realizado utilizando tres tipos de aditivos diferentes:
– Azufre
– Copolímero de etileno, y
– Caucho de butadieno-estireno.

TABLA I

Propiedades tecnológicas de los betunes puros.

CARACTERISTICAS	BETUN					
	ARABIA		TARRAGONA		VENEZUELA	
	Original	Envejec.	Original	Envejec.	Original	Envejec.
Punto de ablandamiento (anillo y esfera) °C	53	55	55	56	52	65
Penetración (25°C, 100 g., 5 s.) décimas de mm.	71	37	57	35	63	35
Indice de penetración	0,2	1,0	0,2	1,4	-0,2	1,2
Rotura Fraass. °C	-0,5	0,3	-7,5	-7,2	-9,0	-7,7
Ductilidad a 25°C. cm m.	>114	>114	>114	82	>114	>114

2.1.1. Características de los aditivos y preparación de mezclas

Para la confección de mezclas betún-azufre, se han empleado betunes de tres procedencias distintas: Arabia, Tarragona y Venezuela, cuyas características han sido medidas convenientemente y se presentan en la tabla 1. Las proporciones añadidas de azufre, en tanto por ciento en peso, al betún fueron de 9, 33, 50 y 67. La temperatura de incorporación fue de 130°C, no sobrepasándose nunca este valor para evitar la formación de azufre amorfo, por un lado, y por otro, conseguir que el azufre se incorporara por adición molecular sin que se produjeran reacciones químicas de oxidación, que conducirían al desprendimiento de ácido sulfhídrico.

El segundo aditivo utilizado para la modificación de los betunes, anteriormente mencionados, fue un copolímero de etileno y acetato de vinilo, conocido con el nombre comercial de EVA, cuyas características figuran en la tabla 2.

Las mezclas betún-EVA se realizaron, por calefacción del betún hasta una temperatura de 160°C, añadiéndose entonces el copolímero lentamente, con agitación constante. La incorporación se dio por finalizada cuando se observó que la mezcla era homogénea. De este modo se han obtenido mezclas con 1,3 y 5 % de EVA adicionado al betún.

Por último, el betún de procedencia Venezuela, se ha modificado con caucho termoplástico de butadieno-estireno, en polvo, cuyas características más notables figuran en la tabla 3.

TABLA 2

Caracteristicas del EVA

CARACTERISTICA	VALOR
Indice de fluidez, g/min.	20
Contenido en acetado de vinilo, %	24
Densidad, g/cc.	0.944
Resistencia a la rotura, MPa	8.8
Alargamiento en rotura, %	800
Punto de ablandamiento anillo y esfera °C.	130
Durza Shore A	81

TABLA 3

Caracteristicas del caucho de butadieno-estireno incorporado al betún.

CARACTERISTICA	VALOR
Relación butadineo/estireno	70/30
Poliestireno, %	30
Peso molecular típico, 10^3	300
Peso específico	0,94
Dureza Shore A	80

Las relaciones en que se han mezclado el betún y este caucho de naturaleza termoplástica han sido: 100-3, 100-5, 100-7 y 100-10.

2.1.2. Resultados

a. Incorporación de S.

En las figuras 1 y 2, se muestran respectivamente, las variaciones del punto de ablandamiento y la penetración, en función del tanto por ciento de azufre añadido. La consecuencia inmediata a la que llegamos a la vista de las variaciones del punto de ablandamiento y la penetración de las mezclas betún-azufre, con proporciones de aditivo entre 15 y 50 % , es que dichas mezclas tienen más fácil trabajabilidad que los betunes puros para la realización de los aglomerados asfálticos. Este hecho puede presentar gran importancia en la fabricación de morteros y hormigones asfálticos.

En las figuras 3 y 4, se presentan respectivamente los diagramas reológicos de las mezclas de un betún procedente de Arabia modificado con un 33 % de azufre, y de la misma mezcla envejecida, por el procedimiento de película delgada, según se describe en la bibliografía (1).

De las figuras 3 y 4 se puede deducir que el betún original, de carácter newtoniano, se ha transformado en un nuevo material de naturaleza pseudoplástica, fundamentalmente a temperaturas elevadas. Se puede comprobar, asimismo, que el proceso de envejecimiento en película delgada ha conducido a materiales de una mayor viscosidad que los originales. Dicho envejecimiento tiende a acentuar el carácter pseudoplástico de las mezclas betún-azufre.

En cuanto a la susceptibilidad térmica, valorada por los dos procedimientos a que nos hemos referido en el otro trabajo presentado a este Congreso (2), hemos llegado a la conclusión, que no existe una mejora sustancial de dicha propiedad, con la adición de azufre, en las condiciones realizadas por nosotros.

b. Adición de copolímeros de etileno.

En las figuras 5 y 6, respectivamente, puede comprobarse cómo aumenta el punto de ablandamiento y disminuye la penetración a medida que aumenta el tanto por ciento de copolímero incorporado, tanto en mezclas originales, como en las envejecidas.

Desde el punto de vista reológico se aprecia un alejamiento del carácter newtoniano en las mezclas modificadas con copolímeros de etileno (Fig. 7), aunque no tan pronunciado como en el caso de la incorporación de azufre.

En la tabla 4 se presentan los valores de las pendientes de las rectas obtenidas al representar, en papel doble logarítmico, la viscosidad, en poises, frente a la temperatura, en grados centígrados; es decir, la variación de la susceptibilidad térmica, medida por el denominado coeficiente logarítmico de temperatura, observándo-

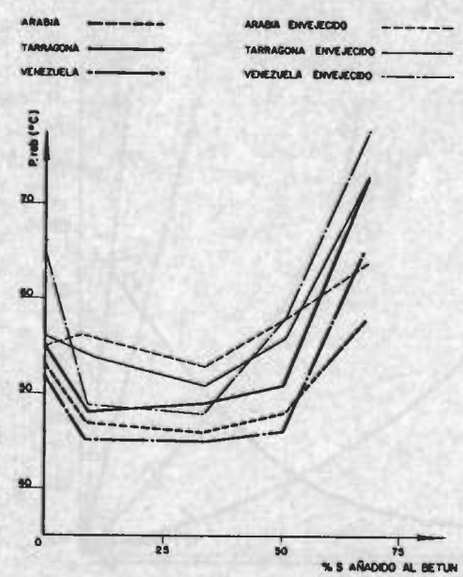


Fig. 1. VARIACION DEL PUNTO DE ABLANDAMIENTO EN FUNCION DEL % DE AZUFRE AÑADIDO AL BETUN

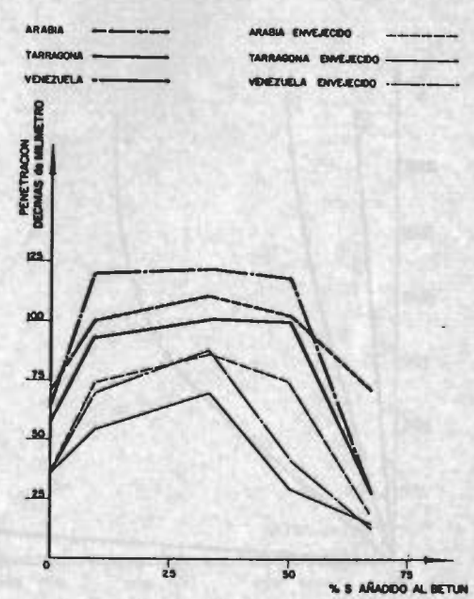


Fig. 2. VARIACION DE LA PENETRACION EN FUNCION DEL % DE AZUFRE AÑADIDO AL BETUN

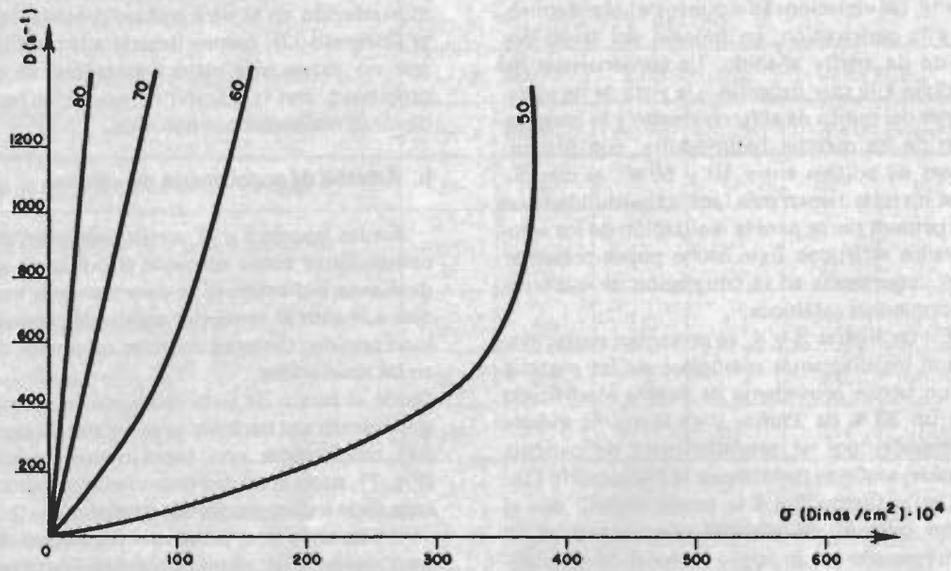


Fig. 3.- DIAGRAMA REOLOGICO DE UNA MEZCLA BETUN ARABIA-AZUFRE (33 %)

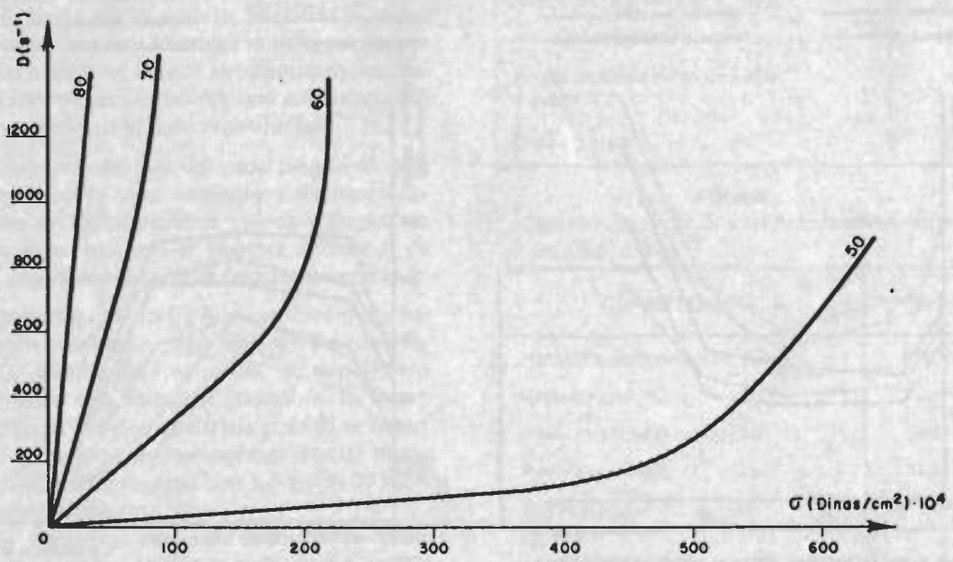


Fig. 4.- DIAGRAMA REOLOGICO DE LA Fig. 3 UNA VEZ ENVEJECIDO

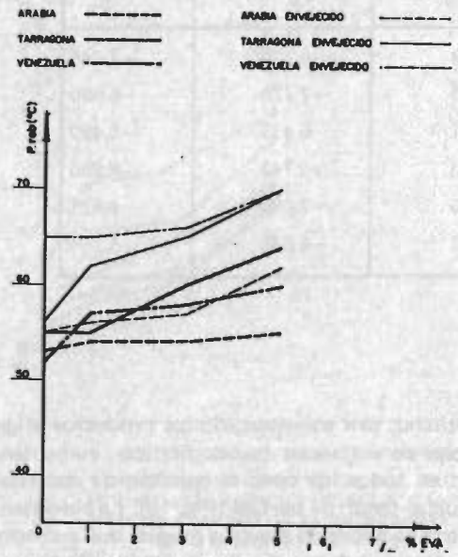


Fig. 5. VARIACION DEL PUNTO DE ABLANDAMIENTO EN FUNCION DEL % DE COPOLIMERO AÑADIDO AL BETUN

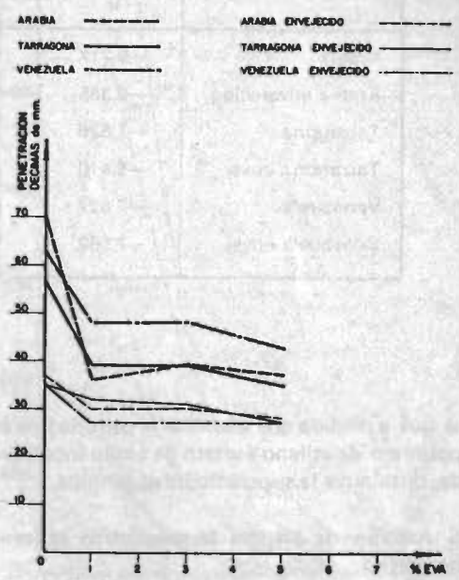


Fig. 6.- VARIACION DE LA PENETRACION EN FUNCION DEL % COPOLIMERO AÑADIDO AL BETUN.

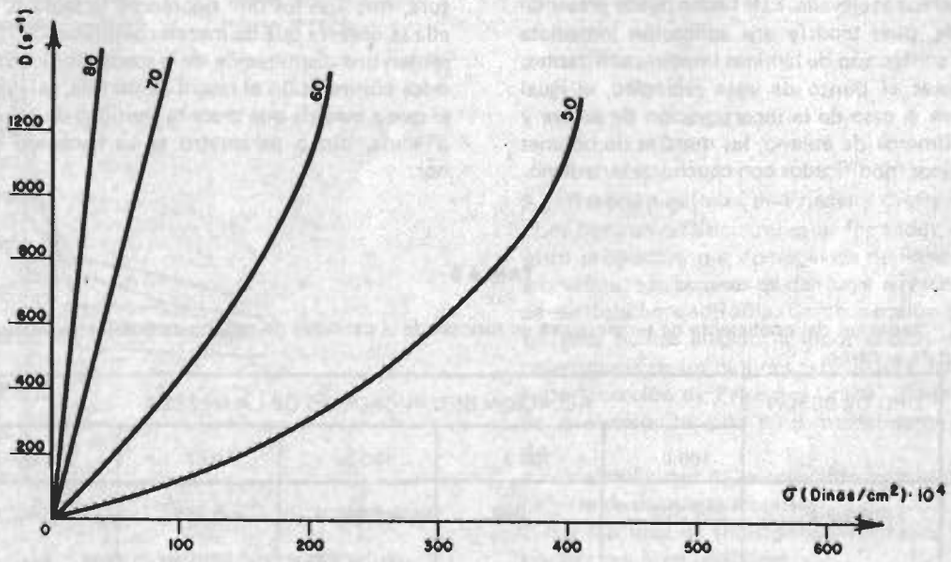


Fig. 7.- DIAGRAMA REOLOGICO DE UNA MEZCLA BETUN-COPOLIMERO

TABLA 4

TIPO DE BETUN	% DE EVA AÑADIDO			
	0	1	3	5
Arabia	–9,217	–8,539	–8,200	–7,246
Arabia envejecido	–9,385	–9,156	–7,728	–6,530
Tarragona	–7,626	–6,671	–6,435	–5,490
Tarragona envej.	–8,410	–7,273	–6,742	–6,260
Venezuela	–7,527	–7,273	–7,063	–6,871
Venezuela envej.	–7,552	–6,332	–6,046	–5,764

se que a medida que aumenta la cantidad de copolímero de etileno-acetato de vinilo incorporada, disminuye la supceptibilidad térmica.

c. Adición de caucho termoplástico estireno-butadieno

La adición de un caucho a un betún aumenta el punto de ablandamiento (Fig. 8) y disminuye la penetración (Fig.9), a medida que crece la cantidad de caucho añadida. Asimismo, se ha podido comprobar que la ductibilidad es buena y la rotura Fraas es excelente, fundamentalmente, cuando la cantidad de butadieno-estireno incorporada es elevada. Este hecho puede presentar interés, pues tendría una aplicación inmediata en la confección de láminas impermeabilizantes.

Desde el punto de vista reológico, al igual que en el caso de la incorporación de azufre y copolímeros de etileno, las mezclas de betunes asfálticos modificados con caucho de butadieno-estireno, han transformado los productos originales en sustancias pseudoplásticas, aumentando en todos los casos la consistencia con relación al betún de partida (Fig. 10). La consistencia se va haciendo mayor a medida que aumenta la cantidad de caucho incorporada al betún asfáltico.

De la representación doble logarítmica de la consistencia frente a la temperatura, para una velocidad de deformación establecida de antemano, que es 120 s^{-1} se han podido calcular los valores del coeficiente logarítmico de temperatura, que son los que figuran en la tabla 5. En ella se observa que las mezclas betún-caucho presentan una disminución de la susceptibilidad térmica con relación al betún de partida, así como al que a medida que crece la cantidad de caucho añadida, dicho parámetro se va haciendo menor.

TABLA 5

Variación del coeficiente de temperatura en función de la cantidad de caucho de butadieneo-estireno añadida al betún.

TIPO DE BETUN	RELACION BETUN-CAUCHO DE LA MEZCLA				
	100:0	100:3	100:5	100:7	100:10
Venezuela	–7,527	–7,049	–6,817	–6,788	–5,988
Venezuela envejecido	–7,552	–7,384	–7,015	–6,870	–6,181

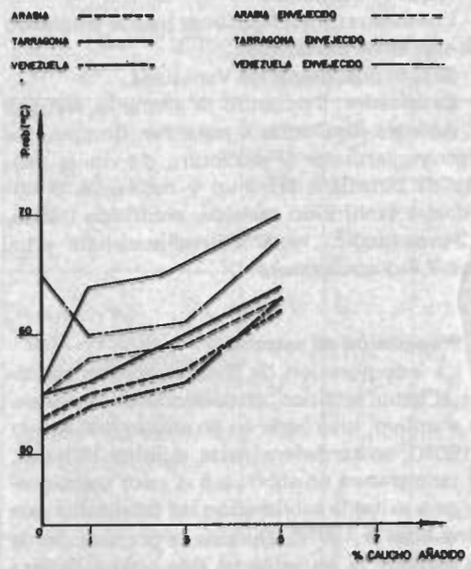


Fig. 8. VARIACION DEL PUNTO DE ABLANDAMIENTO EN FUNCION DE LA CANTIDAD DE CAUCHO DE BUTADIENO-ESTIRENO AÑADIDO AL BETUN

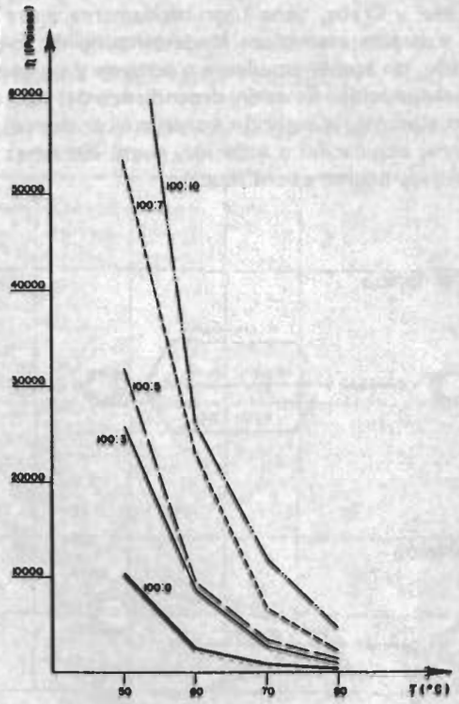


Fig. 10 VARIACION DE LA CONSISTENCIA CON LA TEMPERATURA, EN FUNCION DE LA CANTIDAD DE CAUCHO AÑADIDO AL BETUN.

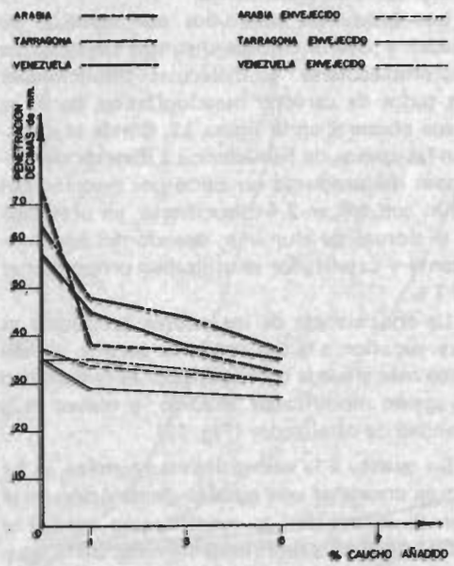


Fig. 9 VARIACION DE LA PENETRACION EN FUNCION DE LA CANTIDAD DE DE CAUCHO DE BUTADIENO-ESTIRENO AÑADIDO AL BETUN.

2.2. Reacción química de Friedel y Crafts

Los betunes asfálticos, al estar formados, entre otros productos, por compuestos de naturaleza aromática, son capaces de dar lugar a reacciones de sustitución electrófila. Como reacción característica hemos elegido la modificación de las propiedades de los betunes asfálticos la denominada "reacción de Friedel y Crafts". El motivo de la elección ha sido fundamentalmente debido a:

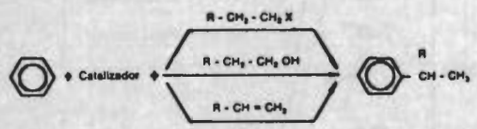
1.- La simplicidad de la reacción desde el punto de vista de su puesta a punto.

2.- La facilidad de transformar el método de laboratorio a nivel industrial; y

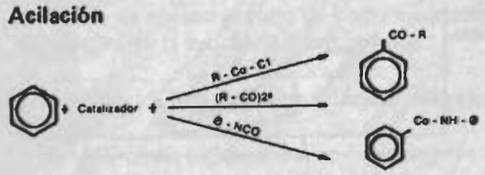
3.- La diversidad de productos que podrían utilizarse para modificar el ligante bituminoso.

Como es de todos conocido, la reacción de Friedel y Crafts, tiene lugar, básicamente, entre un sustracto aromático, fundamentalmente activado, un agente alquilante o acilante y un catalizador ácido. Es decir, dependiendo del reactivo atacante, la reacción transcurre por dos caminos: alquilación o acilación, cuyos esquemas reactivos figuran a continuación.

Aliquilación

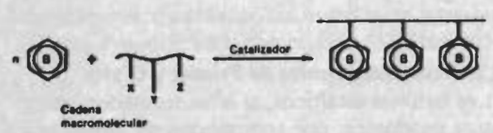


Acilación



En el caso que nos ocupa, que es la reacción de Friedel y Crafts aplicada a los betunes asfálticos, puede ocurrir de dos maneras(3).

1. Mediante la reacción del betún con compuestos de tipo macro-molecular.



2. Por la actuación de moléculas bifuncionales capaces de establecer puentes entre los sustratos aromáticos de los betunes:

a. Reactivos empleados

En nuestras investigaciones hemos empleado los siguientes productos:

Betún: procedente de Venezuela.

Catalizador: Tricloruro de aluminio, anhidro

Agentes alquilantes o acilantes: Compuestos macromoleculares (Polocloruro de vinilo, caucho de butadieno-estireno) y moléculas bifuncionales (anhídrido maleico, anhídrido ftálico, 1,2-propanodiol, hexametilendiisocianato y toluen-2,4-diisocianato).

b. Preparación de mezclas

La incorporación de diversos agentes reactivos al betún asfáltico, en presencia de tricloruro de aluminio, tuvo lugar en un reactor mantenido a 160°C, en atmósfera inerte, durante 16 horas. La temperatura no sobrepasó el valor mencionado para evitar la sublimación del catalizador que tiene lugar a 180°C. Durante la preparación de las mezclas, la agitación ha sido constante para favorecer el ataque de los reactivos al betún.

c. Resultados

En la tabla 6 presentamos las características tecnológicas de los productos obtenidos, observándose, por comparación con las originales del betún procedente de Venezuela, una gran disminución de la penetración y un notable aumento del punto de ablandamiento.

Los productos obtenidos por reacción de Friedel y Crafts con los distintos compuestos macromoleculares y moléculas bifuncionales son todos de carácter pseudoplástico, como se puede observar en la figura 11, donde se muestran las curvas de consistencia a diversas temperaturas del producto obtenido por reacción del betún con toluen-2,4-diisocianato, en presencia de tricloruro de aluminio, cuando del agente atacante y catalizador se utilizaban proporciones del 1%.

La consistencia de los nuevos productos es muy superior a la del betún de partida, siendo tanto más elevada cuanto mayor es la cantidad de agente modificador añadido, y mayor es la cantidad de catalizador (Fig. 12).

En cuanto a la susceptibilidad térmica, se ha podido constatar una notable disminución de la misma, al realizar la modificación mediante reacción química de Friedel y Crafts. En la figura 13 se presenta los valores del coeficiente logarítmico de temperatura, para el betún original y los obtenidos en la modificación con toluen-2,4-diisocianato.

TABLA 6

CARACTERISTICAS TECNOLOGICAS DEL BETUN VENEZUELA MODIFICADO CON DIVERSAS SUSTANCIAS MEDIANTE REACCION DE FRIEDEL Y CRAFTS

CARACTERISTICA	BETUN ORIGIN.	PRODUCTOS INCORPORADOS AL BETUN MEDIANTE REACCION DE FRIEDEL Y CRAFTS						
		ANHIDRIDO FTALICO	ANHIDRIDO MALEICO	1 2 PROPANODIOL	HEXAMETILENDI-ISOCIANATO	TOLUEN-2 4-DIISOCIANATO	PVC	CAUCHO
PUNTO DE ABLANDAMIENTO (ANILLO Y ESFERA)	52	68	71	67	67	71	88	67
PENETRACION (25°C 100g 5s) Decimas milimetro	63	25	25	28	31	33	26	39
INDICE DE PENETRACION	-0.2	1.0	1.3	-0.9	1.2	2.0	3.9	1.8
ROTURA FRAASS C	-9	0	–2	0	–4	–4	–7	–4.5

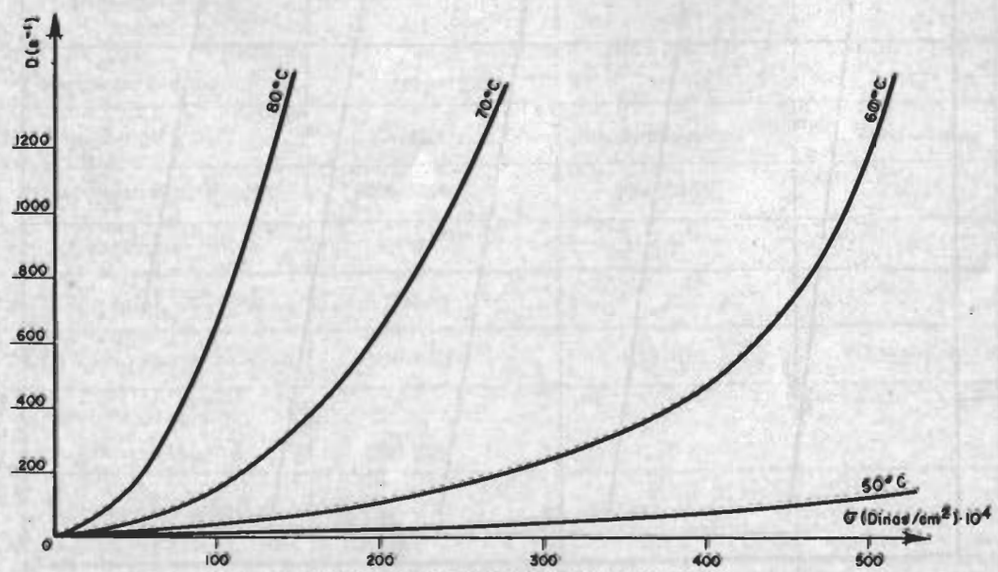


Fig. 11.- CURVAS DE CONSISTENCIA DEL PRODUCTO OBTENIDO POR REACCION DE FRIEDEL Y CRAFTS ENTRE UN BETUN Y TOLUEN - 2,4 - DIISOCIANATO

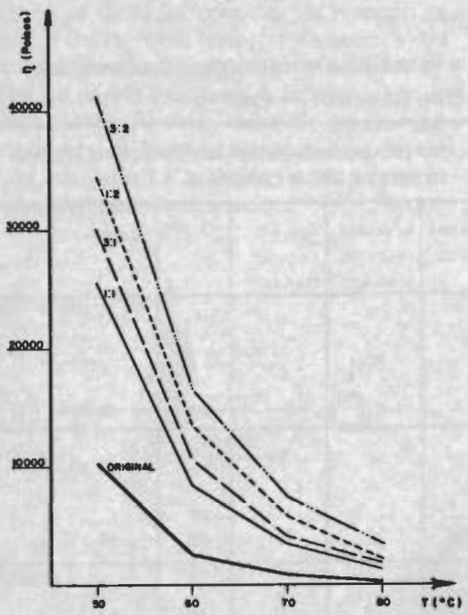


Fig. 12.- VARIACION DE LA CONSISTENCIA CON LA TEMPERATURA, PARA LOS PRODUCTOS OBTENIDOS POR REACCION DE FRIEDEL Y CRAFTS ENTRE BETUN Y TOLUEN-2,4-DISOCIANATO

2.3. Reacción de sistemas de dos componentes en el seno del betún

Otra forma de modificación de los betunes asfálticos ha sido mediante la creación de una estructura por reacción química de un sistema de dos componentes en el seno de los materiales asfálticos. La bibliografía sobre el tema hace referencia a resinas epoxídicas, poliésteres y poliuretanos (4).

La reacción del sistema de dos componentes en presencia de un betún puede, en determinadas condiciones, originar unos materiales nuevos, de naturaleza termoestable o termoplástica. En nuestra investigación se ha hecho uso, exclusivamente, de resinas epoxi.

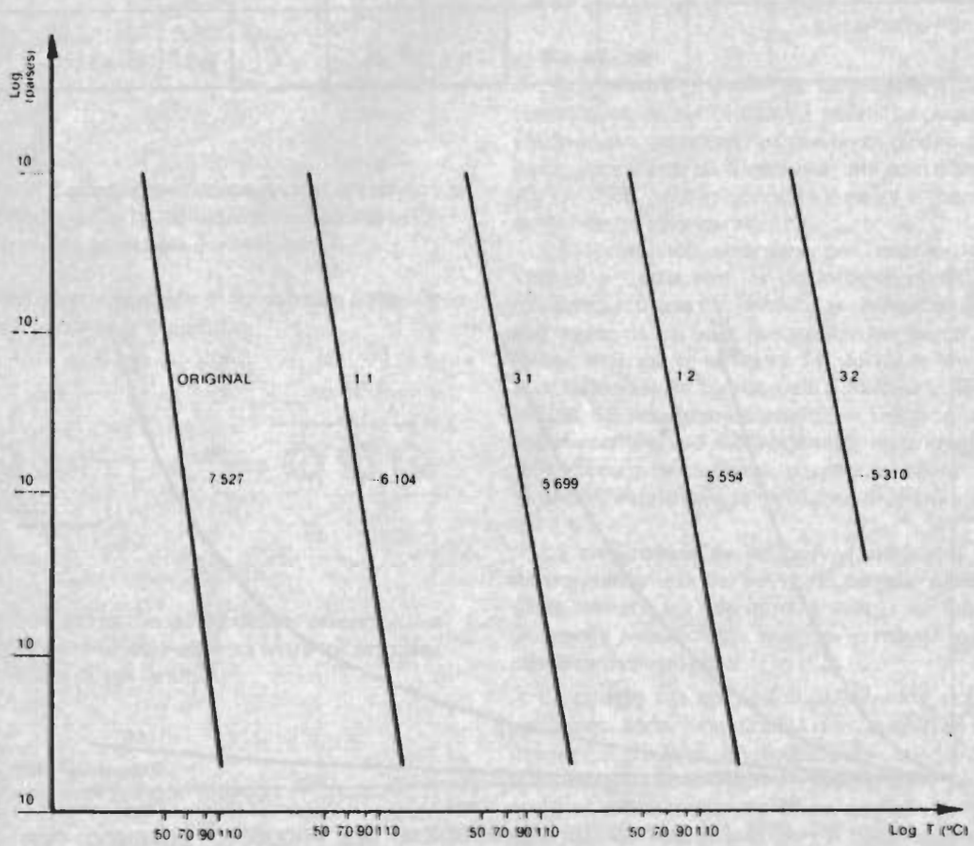


FIG. 13.- Diagrama doble logaritmico consistencia-temperatura para betún original y los productos de reacción con distintas proporciones de Toluen-2.4-diisocianato: tricloruro de aluminio.

2.3.1. Reactivos utilizados.

a. Betún

En todos los casos se ha procedido a la modificación de un betún procedente de Venezuela.

b. Resinas epoxi

Las resinas utilizadas en el presente trabajo han sido todas líquidas a base de bisfenos-A y epiclorhidrina, cuyas características figuran en la tabla 7.

Los endurecedores de las mismas fueron de base poliamínica –el denominado por nosotros H– y de poliaminoamida y resinas poliamínicas cíclicas –los E, F y G–. Sus características figuran en la tabla 8.

2.3.2. Preparación de mezclas

En un recipiente se colocan la mitad del betún a utilizar y la resina, previamente pesados, y se calientan hasta una temperatura de 60°C, con agitación constante hasta una completa homogenización. Por otra parte se realiza la misma operación con la otra mitad del betún y el endurecedor o catalizador. A continuación se mezclan ambas partes, sin dejar de agitar, para conseguir la reticulación apropiada.

2.3.3. Resultados

En la tabla 10, se presentan los valores obtenidos del punto de ablandamiento y penetración, de los productos obtenidos según la composición de la mezcla. Se puede apreciar una gran elevación del punto de ablandamiento e índice de penetración, a la vez que disminuye la penetración, cuando la cantidad de resina añadida es del orden del 50-55%.

Así mismo, en la tabla 11 se presentan los valores de resistencia a la tracción y alargamiento en rotura de probetas confeccionadas con los productos obtenidos en las distintas reacciones.

TABLA 7

Caracteristicas de las resinas epoxi utilizadas en las modificaciones del betún

CARACTERISTICAS	TIPO DE RESINA EPOXI		
	A	B	C
Resina modificada	No	—	Si
Consistencia a 20°C	Viscosa	Viscosidad media	Poco viscosa
Viscosidad a 25° C. cP	8000-12000	5000-6400	280-360
Color Gardner	< 3	< 3	≤ 3
Indice epoxi. Equiv. Kg	5.15-5.55	—	—
Densidad kg dm³	1.15-1.20	1.15-1.20	1,09-1,19
Punto de inflamacion (Pensky-Martens) °C	250-255	220	—
Tiempo de conservacion, años	> 1	1	—
Equivalent epoxi (1)	180-194	185	154-161

(1) 1 g de resina contiene 1 equivalente gramo de epoxi.

TABLA 8

Características de los endurecedores de las resinas epoxi empleados en la modificación de betunes asfálticos.

CARACTERISTICAS	TIPO DE ENDURECEDOR			
	E	F	G	H
Viscosidad a 25ºC mPa s.	2900-3600	3500-5000	14000-23000	40-60
g. de endurecedor por equivalencia en peso	65-70	110-130	110-120	92
Indice de color Gardner	≤ 2	≤ 18	≤ 18	≤ 2
Peso especifico a 25ºC	0.99	1.12	1.13	1.00

TABLA 9

Caracteristicas del diluyente empleado.

CARACTERISTICAS	DILUYENTE D
Naturaleza	Epoxidica
Tipo	Eter diglicidico alifático
Aspecto	Liquido transparente
Indice de color	1
Equivalente epoxi, equiv. kg	8,5 - 9,5
Cloro hidrolizable, %	0,2

3. CONCLUSIONES

3.1. Incorporación de aditivos

1. La incorporación de azufre a los ligantes bituminosos mejora la trabajabilidad de las mezclas asfálticas convencionales. Una vez enfriada mejora la rigidez del material.
2. La adición de copolímeros de etileno y elastómeros a un betún, disminuye la penetración del mismo y aumenta el punto de ablandamiento del mencionado producto.
3. Desde el punto de vista reológico, la incorporación de un aditivo transforma el material original, de fluencia newtoniana, en una sustancia de naturaleza pseudoplástica; fenómeno que se acusa más a temperaturas bajas.
4. La susceptibilidad térmica del ligante mejora con la adición de cauchos o copolímeros; mientras que en la incorporación de azufre no se aprecian cambios sustanciales de dicha propiedad.

TABLA 10

Propiedades tecnológicas de los nuevos materiales obtenidos al modificar betún-Venezuela con resinas epoxi de dos componentes.

	COMPOSICIÓN, % EN PESO									CARACTERISTICA		
	Resina			Diluyente	Endurecedor				Betún	Punto de ablandamiento (anillo y esfera) ºC	Penetración (25ºC, 100 g, 5 seg) décimas de mm	Indice de Penetración
	A	B	C	D	E	F	G	H	Venezuela			
1	36,8	—	—	—	13,2	—	—	—	50,0	≥ 150	2	≥ 4,5
2	33,5	—	—	—	11,5	—	—	—	55,0	79	25	2,5
3	29,5	—	—	—	10,5	—	—	—	60,0	70	22	1,0
4	25,0	—	—	—	10,0	—	—	—	65,0	59	39	0,2
5	22,2	—	—	—	7,8	—	—	—	70,0	56	40	—0,4
6	18,5	—	—	—	6,5	—	—	—	75,0	54	62	0,4
7	32,0	—	—	—	—	9,0	9,0	—	50,0	> 150	7	> 6,2
8	25,0	—	—	—	—	7,5	7,5	—	60,0	52	90	1,0
9	18,0	—	—	—	—	6,0	6,0	—	70,0	51	70	0,0
10	26,7	—	—	6,7	—	—	—	16,6	50,0	≥ 150	2	≥ 4,5
11	24,0	—	—	6,0	—	—	—	15,0	55,0	≥ 150	4	≥ 5,4
12	21,4	—	—	5,3	—	—	—	13,3	60,0	51	50	—1,0
13	—	33,7	—	—	—	—	—	16,3	50,0	≥ 150	3	≥ 5,0
14	—	30,4	—	—	—	—	—	14,6	55,0	≥ 150	28	≥ 9,0
15	—	27,0	—	—	—	—	—	13,0	60,0	61	52	1,6
16	—	20,0	—	—	—	—	—	10,0	70,0	55	60	0,4
17	—	—	33,7	—	—	—	—	16,3	50,0	> 150	8	> 6,5
18	—	—	30,4	—	—	—	—	14,6	55,0	> 150	15	> 7,6
19	—	—	27,0	—	—	—	—	13,0	60,0	61	53	1,4

3.2. Reacción de Friedel y Crafts

1. Los nuevos productos obtenidos por síntesis de Friedel y Crafts son más duros que los betunes de partida y de naturaleza no newtoniana, cuya susceptibilidad térmica se ha mejorado muy considerablemente.

3.3. Creación de una estructura en el seno del betún por reacción de sistemas de dos componentes

1. La reacción entre sistemas de dos componentes en el seno de los betunes asfálticos puede conducir, dependiendo de las condiciones

TABLA 11

Características de tracción en los nuevos materiales obtenidos al modificar Betún Venezuela con resinas epoxi de dos componentes.

Muestra n.º	CARACTERISTICAS	
	Resistencia a la tracción. Kgf/cm²	Alargamiento en rotura. %
1	40,7	1,8
2	22,0	6,5
3	3,5	49,4
4	2,6	231,3
7	16,1	2,6
8	0,4	925,0
9	0,7	743,8
10	29,8	2,9
11	0,8	28,8
12	1,7	637,5
13	95,7	3,6
14	8,4	25,6
15	1,6	694,0
16	1,4	481,3
17	35,3	13,8
18	3,7	42,5
19	1,5	462,5

experimentales, a materiales de carácter termoestable, lo que permitiría la utilización de los mencionados productos para la reparación de los firmes de la calzada. Las condiciones experimentales a que hemos hecho referencia, son la cantidad de resina añadida, la temperatura del mezclado, etc.

2. Es de tener presente la vida útil de la mezcla, que será función de los reactivos utilizados, por lo que se recomienda realizar la reacción momentos antes de su aplicación en carretera.

4. BIBLIOGRAFIA

PINILLA, A. Alemas, 54, 35-47 (1971).

ORTEGA, J.J.; BLANCO, M. y CUEVAS, A "Idoneidad de los actuales métodos de ensayo para evaluar las características de los ligantes bituminosos" Comunicación presentada al I Congreso Latinoamericano del Asfalto. Río de Janeiro, Diciembre 1981.

EPINAT, M. "Preparation de nouveaux liants a base de bitumes en vue d'applications routiéres" These doc-ing. Univ. Bordeaux, 1975.

SALT, G.F. y SZATKAWSKI, W.S. "Aguide to levels of skid-resistance for roads". TRRL Technical Paper LR-150.

Algunos ensayos para evaluación y control de adhesivos epoxi para hormigón

Por: Helene, Paulo R. do Lago*

*** Ingeniero Investigador del Instituto de "Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT".**
Profesor asistente del Departamento de Construcción de la "Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP".
Primer Secretario del "Comité Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados" de la "Associaçacao Brasilieira de Normas Técnicas CB-18 da ABNT".
Asistió al curso CEMCO-76 del IETcc.

Este texto tiene el objetivo de proponer una metodología sistemática para el control de adhesivos epoxi empleados en la construcción, particularmente en elementos estructurales de hormigón.

Reconoce las dificultades inherentes al tema, presentando algunos ensayos que ya fueron objeto de estudios experimentales en el Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT, e indica una serie de otros posibles a efectuarse.

Propone la distinción entre ensayos empleados para control de aceptación, ensayos para caracterización de la formulación y ensayos de acompañamiento, estableciendo reglas generales para los ensayos de comportamiento (performance) que deben ser perfeccionados para cada uso específico que se haga del adhesivo.

Con eso se da una breve visión de las actividades de control relacionadas con el empleo de adhesivos a base de productos orgánicos sintéticos en la construcción.

INTRODUCCION

Cuando las resinas sintéticas se hicieron realidad a partir de 1935, con propiedades adehesivas mejores y más fáciles de reproducir que las hasta entonces disponibles, se encontraron nuevas aplicaciones en prácticamente todas las industrias.

En la industria de la construcción estos productos han sido cada vez más empleados y más solicitados para desempeñar funciones de mayor responsabilidad.

En el mismo período se produjo, por un lado una evolución tecnológica de los procesos constructivos y de los métodos de cálculo, por otro, debido a que la tecnología de los materiales es más compleja y por naturaleza más dependiente de fenómenos experimentales que envuelven en un sinnúmero de variables aleatorias; todavía no se ha conseguido responder satisfactoriamente y con la rapidez y precisión que la técnica actual exige a algunas cuestiones relacionadas al comportamiento químico, físico y mecánico de los materiales disponibles.

Mientras que para la gran mayoría de los materiales tradicionales ya existe un conjunto de normas, reglas, recomendaciones y procedimientos consagrados ampliamente difundidos en el medio técnico para los nuevos materiales, eso no ocurre aún.

Es la situación que se presenta para los productos orgánicos, en su mayoría derivados del petróleo, que además de nuevos son ofrecidos en larga escala de opciones. Para agravar esta situación, si se considera la formación adquirida por los ingenieros y arquitectos, la estructura de los productos es compleja. Hay que considerar también que la composición química de esos materiales, sintetizados bajo procesos en la mayoría de las veces mantenidos como secretos industriales, es permanentemente modificada o alterada para la obtención de nuevos productos.

Entre todos los nuevos productos disponibles en el mercado, los que son a base de epoxi, se han mostrado más eficaces bajo todos los puntos de vista, según opinión de Dannenberg y May (1), como se puede observar en la tabla siguiente. A esta opinión se añade el hecho de la comprobación experimental de que los adhesivos comerciales disponibles en São Paulo, destinados a la aplicación en la construcción, son todos de naturaleza epoxídica.

Este texto tiene, pues, el objetivo de ofrecer alguna ayuda para el control de adhesivos a base de epoxi para uso en la construcción.

Resina adhesiva	Adherencia a					Resistencia a				Coste relativo
	Papel	Madera	Metal	Cerámica	Goma elástica	Agua	Disolventes	Alcalis	Acidos	
Acido alcohólico.....	6	7	5	6	7	7	2	2	5	3
Nitrato de celulosa	5	3	1	5	5	3	2	2	4	5
Resina epoxídica ...	10	10	8	8	8	8	9	9	8	7
Resina furánica	8	7	1	8	7	7	10	10	8	5
Resina melamínica.	10	10	2	2	2	7	9	5	5	5
Resina fenólica	9	8	2	6	7	8	10	7	8	4
Poliéster, insaturable	6	8	2	5	7	7	6	1	6	4
Poli (atil acrilato).	3	4	3	5	6	8	2	5	7	5
Poli (vinil acetato).	8	7	7	7	3	3	3	4	6	3
Poli (vinil cloruro).	5	7	6	7	6	8	6	10	9	4
Copolímero de polivinil	4	7	6	7	7	8	7	8	9	4
Silicona	4	6	7	7	8	10	7	6	0	6
Uretana	8	10	10	9	10	7	8	4	4	9

1 = deficiente; 10 = excelente

Comportamiento de adhesivos según Dannenberg y May [1]

Es un primer intento de establecer una metodología en el uso de la aceptación, caracterización, comprobación y comportamiento de adhesivos estructurales.

CONCEPCION Y SIGNIFICADO DE LOS ENSAYOS

Desgraciadamente la bibliografía consultada parece indicar que los ensayos y exigencias efectuadas para resinas epoxi han sido hechas, en su mayoría, por ingenieros químicos preocupados con el control de calidad de los productos en sí buscando más el control de la producción industrial.

La especificación MMM-G-650 B de febrero de 1973 de la Federal Specification - USA es una de las directrices disponibles para el control de adhesivos para construcción (2). La ASTM D 1763-76 Epoxy Resins también especifica y clasifica las resinas de modo general, pero sin embargo tanto la clasificación como la especificación no se dirijen a la construcción, que siempre exige consideraciones especiales.

En el caso de adhesivos para hormigón, la especificación más completa parece ser la ASTM C 881-78 Epoxy Resins - Base Bonding Systems for Concrete. Para todos los productos a base de epoxi, consideramos que el texto del pliego de prescripciones ACI-503 Use of Epoxy Compounds with Concrete, publicado por el Journal of American Concrete Institute en 09/1973, parece ser el que abarca desde los materiales hasta la aplicación.

Estas recomendaciones, sin embargo, se aplican a productos comerciales disponibles en el mercado americano, productos éstos ya fabricados según la clasificación (tipo, clase y graduación) presente en las especificaciones citadas. No es esa la situación en que se encuentra actualmente en Brasil y en los países del tercer mundo, donde no hay especificaciones nacionales y, cada fabricante, con origen en distintos países desarrollados, produce sus materiales según las correspondientes exigencias nacionales.

Este panorama y la constante evolución de los productos nos llevó a establecer una metodología también de carácter general que puede, sin embargo, adaptarse a cada caso particular.

El primer paso que debe ser dado es la realización de los ensayos de comportamiento de los productos disponibles para los fines a los cuales se destinan.

El segundo son los ensayos de caracterización de los componentes de los adhesivos, o sea, la resina, el endurecedor y eventualmente la carga. Los índices obtendios de las características principales del o de los adhesivos anteriormente aprobados en el primer paso, en los ensayos de comportamiento, serán utilizados para fines de control de aceptación del producto en obra. Son ensayos rápidos (se puede obtener la respuesta en 24 horas) y económicos, porque no utilizan mano de obra en la preparación de probetas especiales, ni la espera del endurecimiento del adhesivo una vez que estos ensayos son realizados en sus componentes individualmente. Los resultados obtenidos a corto plazo permitirán la aceptación inmediata de los lotes para su empleo.

Una vez aprobado un lote de material se debe proceder a los ensayos de comprobación que proporcionarán los datos indispensables para una buena aplicación del producto en obra. Se trata de ensayos que se realizan a pie de obra bajo las mismas condiciones termohigrométricas del local de aplicación.

Además de esos se pueden también realizar los ensayos de caracterización de los adhesivos en sí, o sea, de la mezcla de los componentes que constituyen una formulación adhesiva. Creemos que estos ensayos tienen más interés académico, teniendo utilidad práctica solamente las propiedades que puedan ser correlacionadas con el desempeño efectivo en obra. Pueden servir también como una primera información de las características del adhesivo para fines de decisión sobre cuál será más adecuado para el servicio.

Con respecto al muestreo, la especificación ASTM D 1763-76 y ASTM C 881-78 recomienda que se tome por lo menos 5% del volumen del material homogéneo y perteneciente a un mismo lote. Consideramos este valor útil solamente como referencia, sendo más prudente el establecimiento de un plan de muestreo y control adecuado para cada caso, teniéndose en consideración, por lo menos, las siguientes variables:

a) Volumen de material que será empleado;
b) responsabilidad técnica del servicio;
c) plazo;
d) costo total y parcial de los servicios.

ENSAYOS DE COMPORTAMIENTO

Se llaman ensayos de comportamiento de una formulación epoxi -mezcla conveniente de una resina, su endurecedor y eventualmente cargas- a los ensayos realizados no en la resina, endurecedor o carga en sí, ni tampoco en la combinación fresca o endurecida de estos componentes. Se trata pues de realizar ensayos en probetas moldeadas con los propios materiales que serán unidos.

El comportamiento de la adherencia proporcionada por el adhesivo será entonces representado por la relación entre los resultados de probetas de hormigón unidas con el adhesivo, comparados con resultados obtenidas de probetas de hormigón íntegro (probetas de control o de referencia), sometidas a las mismas condiciones. Por lo tanto, estos estudios experimentales estarán influenciados no solamente por la geometría de las probetas sino también por la textura y forma de las superficies que serán unidas: la naturaleza físico-química de los materiales, el comportamiento viscoelástico de los materiales, las condiciones termohigrométricas ambientales, el espesor de la unión, la edad, la forma de cargar la probeta, etc.

Evidentemente, los ensayos de comportamiento no se resumen solamente a ensayos comparativos con probetas íntegras. Esto sólo ocurre cuando imaginamos una pieza que deberá ser unida por un adhesivo y ambos sometidos a igual y simultáneamente a condiciones adversas de las convencionales. Sin embargo pueden darse situaciones en las que una formulación epoxi venga a desempeñar una función protectora de un elemento constructivo, estando, no obstante, adherida a él.

En estos casos la comparación se realiza con el resultado obtenido, en las condiciones normales de empleo, con la aplicación del revestimiento protector y no con el elemento sin revestimiento alguno.

Puede ocurrir aún que la elección de un adhesivo se realice en base a las propiedades intrínsecas de los adhesivos en sí, comparándose entonces los resultados y eligiendo aquel producto disponible en el mercado que actúe mejor ante una situación específica dada, el cual, evidentemente, debe ser la preponderante en obra.

Cabe apuntar que los ensayos comparativos de comportamiento que proponen, tanto para evaluar un adhesivo como para comparar diferentes adhesivos entre sí, no excluyen la necesidad de los ensayos de comprobación que serán realizados a pie de obra no los de ensayos de comportamiento de mayor envergadura en la propia obra, cuando el proceso es repetitivo y justifica económica y técnicamente el hecho.

Absorción de agua

Es sabido que la resistencia a ataques químicos de un material es inversamente proporcional a su capacidad de absorción del líquido en contacto. De la misma forma las propiedades mecánicas y eléctricas varían con la porosidad y y absorción de un material.

Este ensayo puede servir a dos propósitos: primero, una buena guía del comportamiento del material ante las variaciones higrométricas del ambiente y bajo inmersión total, si el caso; y segundo, podría ser empleado como un elemento más en el control de aceptación.

Una gran absorción de agua puede indicar también variación en la adherencia seco/saturado, aunque lo mejor sería tener esa comprobación efectuada directamente con los materiales que serán pegados, o sea, en ensayos de comportamiento del empalme.

El ensayo puede realizarse según la descripción del método ASTM D 570-77 Water Absorption of Plastics, siendo el resultado presentado en porcentaje de agua absorbida en comparación con la masa de la probeta seca a 110°C. El ensayo se efectúa en la formulación endurecida (en general después de 7 días de moldeo).

Resistencia a la tracción por flexión

Este ensayo puede ser realizado en prismas de hormigón de 125 X 125 X 565 mm^3. Se tra-

ta de una adaptación del método ASTM C 78-75 Flexural Strenght of Concrete - Using simple beam with third point loading en el que el prisma citado se ensaya a flexión.

Se emplea en general un conjunto de prismas para casa evaluación de unión; o sea: hormigón endurecido/hormigón endurecido u hormigón endurecido/hormigón fresco. Estos prismas son moldeados en laboratorio con un hormigón previamente caracterizado y, si es posible, semejante a los que serán unidos en obra. Después de compactados enérgicamente y curados en cámara humeda, hasta la edad que se considere suficiente para el ensayo, son retirados de la cámara humeda y cortados en el medio con disco de carborundo, dejándose secar 48 horas por lo menos hasta alcanzar el equilibrio con las condiciones termohigrométricas del ambiente del laboratorio.

Siempre que se trate de la unión hormigón endurecido/hormigón endurecido, basta limpiar adecuadamente las superficies cortadas -se puede emplear acetona para este fin, pues es un excelente disolvente y seca rápidamente, aplicar el adhesivo con el espesor recomendado por el fabricante y unir nuevamente las mitades, con el auxilio de "gatos". La presión ejercida en ese caso es sólo la que se debe al peso propio de la mitad superior. Después de 24 horas, estas probetas podrán volver a la cámara húmeda y esperarán junto con las probetas de control, hechas de hormigón íntegro, el endurecimiento completo de la formulación, que normalmente es de 7 días.

Esta metodología está en desacuerdo con la empleada y citada en la literatura donde el prisma es primeramente roto a flexión, empleándose apenas un cuchillo central y después pegado en esa sección para ser sometido nuevamente a flexión después del endurecimiento de la formulación.

Creemos que de esa manera estaremos solicitando las secciones de hormigón próximas a la sección rota a tensiones muy elevadas y consecuentemente pre-debilitando el hormigón. lo que no es objetivo del estudio. De ahí la preferencia por el corte con el disco de carborundo o diamante.

Cuando se trata de unión de hormigón endurecido/hormigón fresco, las dos mitades, después de cortadas y secas, son reconducidas a los moldes, aplicado el adhesivo y rehormigonadas las mitades que faltan. Como normalmente no interesa tener dos hormigones con características mecánicas muy distintas, es necesario estudiar las dosificaciones de los dos hormigones en función de la edad en la que se pretende romper las probetas. Naturalmente es necesario aquí también moldear probetas de referencia -hormigón íntegro- con el hormigón fresco nuevo. Desmento flector (con esfuerzo cortante nulo) y se mara húmeda y del endurecimiento total del adhesivo, se procede al ensayo.

Adoptamos la carga en los tercios medios, dos cuchillos, pues así se garantiza toda una región central bajo la misma solicitación de momento flector (con esfuerzo cortante nulo) y se ofrecen iguales probabilidades de rotura a varias secciones, conforme aparece en la figura 1.

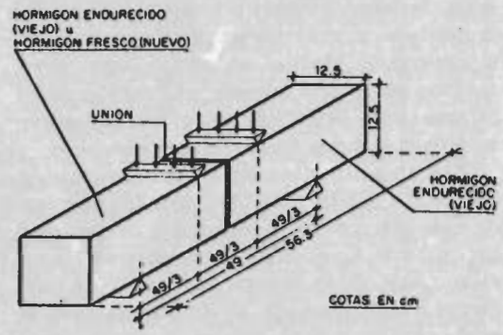


Figura 1. *Esquema de la probeta de flexión*

La tensión de tracción por flexión puede ser calculada según la fórmula:

$$f_t = \frac{P \cdot \ell}{b \cdot h^2}$$

donde:

f_t = resistencia a la tracción por flexión en MPa;
b = ancho del prisma en mm;
ℓ = distancia mayor entre los cuchillos de apoyo en mm;
h = canto del prisma en mm; y
P = carga total telída en la prensa en N.

El comportamiento del adhesivo es evaluado a través de la observación del local donde ha ocurrido la rotura -fuera o en la unión- y de la comparación de la resistencia a tracción por flexión obtenida de los prismas unidos, con las correspondientes obtenidas de los prismas de referencia.

Según nuestra opinión este ensayo no evalúa toda la capacidad resistente del adhesivo con función estructural. Lo mínimo que cabe esperar de una formulación epoxi es que tenga resistencia a la tracción superior a la que tiene el hormigón, ya que ésta es su propiedad mecánica de menor importancia.

Resistencia al cizallamiento

La resistencia al cizallamiento puro es siempre muy difícil de medir. Por muy bueno que sea el montaje siempre existe el riesgo que aparezcan pequeñas excentricidades que dan origen a momentos y tracciones que perjudican la evaluación correcta del cizallamiento y la reporoductibilidad de los ensayos.

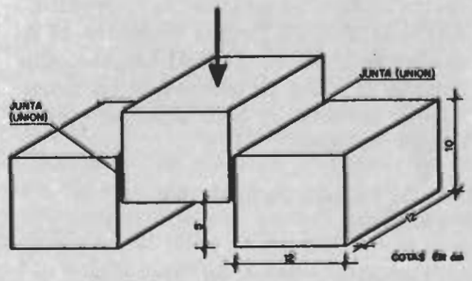


Figura 2. *Esquema del ensayo de cizallamiento*

Se consiguen resultados satisfactorios adaptando el método recomendado por el Corps of Engineers U.S. Army, CRD C 590 (1974), que consta básicamente de un ensayo de compresión realizado en una "estructura" compuesta de tres prismas. (Fig.2).

Para comparar y conocer las características del hormigón es conveniente moldear probetas 15 (ϕ) X 30 cm^3 como referencia.

Esta determinación sólo puede ser realizada fácilmente en la verificación de la unión hormigón endurecido/hormigón endurecido.

La resistencia al cizallamiento se mide por el siguiente cálculo:

$$f_B = \frac{\text{Carga}}{\text{Area de las superficies de las uniones}} \text{ (MPa)}$$

Puede ocurrir que la rotura se dé en una sola de las uniones, lo que indica existe excentricidad. En estos casos lo mejor es despreciar los resultados y repetir los ensayos, lo cual ocurre frecuentemente.

El comportamiento, en este caso, se obtiene por la comparación de los resultados de diferentes adhesivos entre sí disponibles en el mercado, o el resultado con las resistencias necesarias y teóricas exigidas en el proyecto estructural.

Reconstitución del cilindro

Considerando que la resistencia del hormigón para fines de proyecto estructural puede ser evaluada a través de la tensión de rotura axil medida en probetas cilíndricas* de 15 (ϕ) X 30 cm^3 dos investigadores americanos, Kriegh y Nordby [3], han propuesto un ensayo donde es posible verificar, de manera global, el comportamiento del adhesivo. Se trata pues de ensayar una probeta cilíndrica de 15 (ϕ) X 30 cm^3, previamente cortada con disco de carborundo en dos mitades a través de una superficie formando un ángulo de 30° con la generatriz del cilindro, de acuerdo con la figura 3.

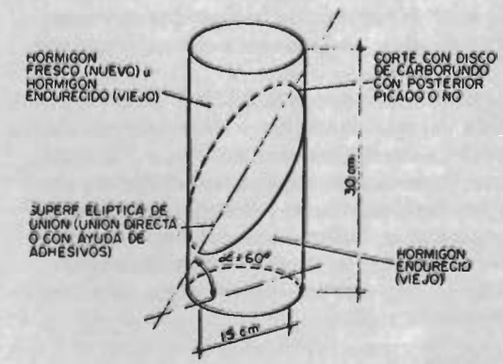


Figura 3 *Probeta para ensayo de comprobación: reconstitución del cilindro*

* *En Brasil y en USA se utiliza el cilindro y no el cubo para evaluación de la resistencia a compresión del hormigón.*

Después de cortado y seco, la probeta es nuevamente unida, pudiéndose así evaluar el comportamiento de uniones hormigón endurecido/hormigón endurecido y hormigón endurecido/hormigón fresco.

Las probetas nuevamente recompuestas estarán sujetas a tensiones de compresión, cizallamiento y tracción como en su origen.

El comportamiento es fácilmente calculado a partir de la verificación de la capacidad del adhesivo en reconstituir, en toda su plenitud, las características de la probeta original confeccionada con hormigón íntegro. En esta evaluación es interesante medir la tensión de rotura axil y observar o fotografiar la forma de rotura de la probeta en el sentido de evaluar la capacidad de reconstitución de la formulación ensayada.

Nuestra experiencia ha demostrado que éste es el mejor ensayo de comportamiento para adhesivos estructurales, al mismo tiempo que es el más fácil, económico y reproducible, pues u-

tiliza técnicas ya consagradas y usuales de tecnología del hormigón.

En 1978, la ASTM C 882-78 Bond Strenght of Epoxi-Resin Systems Used With Concrete normalizó un método de ensayo semejante a éste, realizado sin embargo en probetas de mortero. Además de este cambio, el cálculo de la tensión de rotura se realiza por la relación entre la carga máxima leída en la prensa dividida por el área de la superficie elíptica originada por el corte de la probeta.

Creemos que el método tal cual se presenta en la ASTM C 882 ofrece menos informaciones que aquél realizado directamente con un hormigón semejante, en todos los aspectos, al que será unido en obra.

Además de eso, por la ASTM C 882 la resistencia del mortero es fija, o mejor dicho, debe atender a un mínimo de 19,3 MPa a 7 días de edad. En verdad parece mejor proceder al ensayo con resistencia igual a la del hormigón de la obra o con la resistencia de proyecto; además porque por encima de eso, teóricamente el hormigón ya no soportará más esfuerzos aunque el adhesivo los soporte.

Otros ensayos

A continuación se relacionan, a título de información, algunos ensayos de comprobación ya normalizados por el American Society of Testing and Materials - ASTM, que pueden ser interesantes para casos específicos:

1) **ASTM G 26-70 Operating Light and Water Exposure Apparatus (Xenon-Arc Type) for Exposure of Nonmetallic Materials.**- Que consiste básicamente de un aparato de intemperismo simulador de las condiciones atmosféricas, sol, lluvia, sequedad, etc., que de modo acelerado permite estimar y comparar productos que estarán sometidos a esas condiciones.
2) **ASTM B 117-73 Salt Spray (Fog) Testing.**- Que describe el ensayo de evaluación del comportamiento del adhesivo bajo la acción de la niebla salina.
3) **ASTM D 648-72 Deflextion Temperature of Plastics Under Flexural Load.**- Que corresponde a la verificación de la temperatura en la que bajo una tensión prefijada (la de servicio, por ejemplo) el material flecte hasta un valor especificado.
4) **ASTM C 833-78 Effective Shrinkage of Epoxy - Resins Systems Used with Concrete.**- Que describe el modo de evaluar la variación dimensional del material bajo variaciones de temperaturas. Naturalmente, con una pequeña adaptación del método, se puede medir esta variación dimensional con una temperatura cualquiera.
5) **ASTM D 896-72 Resistence of Adhesive Bonds to Chemical Reagents.**- Que corresponde a la verificación del comportamiento de los adhesivos frente a agentes agresivos.
6) **ASTM D 1151-72 Effect of Moisture and Temperature on Adhesive Bonds.**- Que define las condiciones para determinación del comportamiento del adhesivo bajo situaciones particulares de temperatura y humedad.
7) **ASTM D 3166-73 Fatigue Properties of Adhesive in Shear by Tension Loading.**- Que describe el modo de evaluarse el comportamiento del adhesivo bajo tensiones cíclicas de cizallamiento.

ENSAYOS PARA CONTROL DE ACEPTACION

En las resinas

Desde el punto de vista químico, las resinas epoxi son clasificadas como materiales orgánicos artificiales, o sea, constituidas esencialmente por la combinación bajo presión y temperatura controladas de átomos de Carbono (C, peso atómico = 12) e Hidrógeno (H, peso atómico = 1). A esos elementos pueden estar asociados también el Oxígeno (O, peso atómico = 16), el Nitrógeno (N, peso atómico = 14), el Cloro (Cℓ, peso atómico = 35), etc.

Desde el punto de vista físico, la formulación endurecida, o sea, la resina mezclada con el endurecedor, puede ser clasificada como termofija o termoestable rígida, es decir, no ablanda cuando calentada, a pesar de que por encima de 70°C ya hay alteración de sus propiedades iniciales y con temperatura de cerca de 300°C carboniza, perdiendo definitivamente las características obtenidas con la temperatura ambiente [4].

Las resinas encontradas comercialmente pueden ser puras o combinadas con cargas a fin de conferir propiedades especiales al material original. Normalmente sólo las resinas destinadas a la inyección de fisuras con aberturas del orden de 3 mm están libres de la adición de cargas minerales. Los ensayos de control, que se citan más adelante, se refieren a resinas de un modo general, o sea, tanto las resinas combinadas como resinas puras, a pesar de que está implícito que el laboratorio de ensayos deberá tomar las debidas precauciones en cada caso, a fin de ofrecer resultados que sean comparables entre sí.

Contenido de epoxi

En un sentido amplio, el término epoxi se refiere al grupo químico constituido de un átomo de oxígeno unido espacialmente a dos átomos sucesivos de carbono dispuestos en cadenas. El grupo epoxi más simple es el óxido de etileno, existiendo también el óxido de ciclohexano, grupo glicidil, etc. Comercialmente el producto más común es el resultante de la reacción de la epiclorhidrina con el difenol-propano, conocido por bisfenol A [5].

El contenido de epoxi o equivalente epoxi de una resina puede ser determinado a través del método descrito en la ASTM D 1652-73 Epoxi Content of Epoxy Resins que consta, básicamente, de la determinación del consumo de ácido bromídico (HBr) disuelto en el ácido acético necesario para reaccionar estequeométricamente con los grupos epoxi presentes.

El resultado obtenido en "equivalente gramos de grupos epoxi/100 g de resina" tiene la utilidad de indicar cuantitativamente la presencia de grupos epoxi en la resina.

Como referencia inicial para el planeamiento de un control de aceptación, tenemos:

Contenido de epoxi obtenido para una misma resina:

a) promedio = $\bar{x} = 0{,}528$

b) desviación típica = $s = 0{,}005$

c) coeficiente de variación = $v = \frac{s}{\bar{x}} = 1\,\%$

Para resinas semejantes a ésta -una resina destinada a formulaciones epoxi para morteros-, es usual aceptar lotes cuyos resultados estén entre 0,51 y 0,56, sin que eso necesariamente indique un cambio significativo en el desempeño final del material, una vez mantenidas constantes las demás variables.

Contenido de carga mineral

La cantidad de carga mineral o filler adicionado a la resina puede ser determinada por una adaptación del método descrito en la ASTM D 482-79 Ash from Petroleum Products.

En ese método el contenido de carga mineral expresado en porcentaje es medido a través de la relación entre el peso de material residual presente en un crisol de porcelana, después de haber sido sometido a temperaturas de hasta 550°C en relación a la cantidad total de resina sometida al ensayo.

La naturaleza físico-química y la granulometría de la carga es también de fundamental importancia en las propiedades finales de la resina combinada, siendo sin embargo dos características de difícil determinación a posteriori. Se considera suficiente la determinación del contenido de carga, en los casos corrientes.

Cuando se trata de resina combinada (formulación) cuya finalidad es producir una masa adhesiva al mezclarse con el endurecedor, esta carga mineral puede estar alrededor de 50 %. La variabilidad del contenido de carga de una resina debe, en general, ser muy pequeña, no alcanzando el 2 %.

Contenido de volátiles

La gran mayoría, si no la totalidad de los disolventes orgánicos, es material volátil que añadido a la resina cambian sus propiedades reológicas, especialmente la viscosidad.

Este componente de una resina puede ser necesario en algunos casos de revestimiento y, sin embargo, jamás deseable en formulaciones con función estructural de tipo adhesivo, pues estos productos deben de endurecer en locales confinados siendo difícil la evaporación del disolvente que incluso suele ser tóxico. Se debe tener presente también que el disolvente no contribuye a mejorar las características mecánicas del adhesivo, sino por el contrario, las perjudica.

Para la determinación del contenido de volátiles, o sea, materiales que no participarán del proceso de endurecimiento, se puede utilizar el procedimiento descrito en el método ASTM D 1259-74 Nonvolatile Content of Resin Solutions que somete una cierta masa conocida de la resina a temperaturas de 105°C en estufa con circulación forzada de aire, por un plazo de dos horas.

El contenido de volátiles, en porcentaje, es la diferencia entre el peso antes de ser sometido al ensayo y el peso obtenido después del ensayo en relación al peso inicial. En realidad se trata del complemento a 100 % del valor obtenido por el procedimiento descrito en el método citado. La ASTM C 881-78 fina en 3 % el contenido máximo de volátiles permitido para una formulación es decir, contenido de volátiles de la resina más contenido de volátiles presentes en el endurecedor.

Viscosidad

La viscosidad de una resina epoxi ofrece de modo indirecto una indicación de la estructura química del grupo funcional orgánico presente en el material. Fijada una presión y temperatura, a cada índice de viscosidad corresponde una úni-

ca resina epoxi pura. Comercialmente, para fines de Marca Registrada, esta propiedad junto con el contenido epoxi son las más utilizadas.

Sin embargo para la aplicación y utilización de una resina, esta propiedad, medida en la resina independiente de su endurecedor, no sirve mucho. La utilidad de esta determinación atiende exclusivamente al control de aceptación.

Esta determinación puede ser realizada en el viscosímetro del tipo Brookfield u otro semejante.

La viscosidad dinámica, medida en Pa ∘ s (Pascal X segundo) es una propiedad obtenida en Laboratorio y de extrema utilidad en el control de aceptación de resinas en obra. Creemos, sin embargo, que puede ser desarrollado un aparato más simple del tipo embudo donde se pueda medir el tiempo de salida de un determinado volumen a través de una abertura fija y conocida. Esa determinación, si se comprueba que es reproducible, sería fácilmente ejecutada en obra, reduciendo la necesidad de Laboratorio Especializado al mismo tiempo que reduciría el plazo de aceptación de lotes.

Como referencia inicial para la planificación de un control de aceptación, se tiene que la viscosidad de una determinada resina empleada en formulaciones epoxi para morteros puede variar de 8 a 12 Pa • s sin que haya alteración sustancial en el comportamiento de la mezcla final.

Espectrofotometría infrarroja

Mientras el contenido de epoxi ofrece cuantitativamente la masa de grupos epoxi presentes en la resina, el espectro obtenido por radiación infrarroja ofrecerá cualitativamente la estructura del grupo funcional orgánico presente.

Esta información no siempre puede ser obtenida a partir del ensayo de viscosidad porque la mayoría de las veces, comercialmente, la resina se encuentra combinada con distintas cargas lo que impide la asociación directa, pura y simple, de la viscosidad con la estructura del grupo epoxi presente.

El espectro se obtiene según principios descritos en el método ASTM D 297-79 Rubber Products Chemical Analysis a través de un aparato de espectrofotometría infrarroja.

Ese instrumento, el espectrofotómetro infrarrojo, mide la absorción de la radiación infrarroja como una función de la longitud de onda absorbida por cada grupo funcional. Esta absorción o transmisión del material es dependiente del modelo molecular de sus átomos lo que permite identificar de modo inequívoco la homogeneidad y la constancia de la estructura molecular de una resina, aunque no sea posible identificar con seguridad los grupos funcionales orgánicos presentes.

La figura 4 presenta un espectro de absorción infrarroja típico de una resina epoxi.

Masa específica

Mientras los cuatro ensayos anteriores son esenciales para la verificación de la manutención de las propiedades de la resina que está siendo llevada a la obra y sometida al control de aceptación, la determinación de la densidad y la verificación visual del aspecto sirven apenas para una cualificación inicial del material, como auxiliar en los criterios de muestreo y sin que pueda considerarse nunca como factor de rechazo.

La densidad puede ser determinada por los criterios sugeridos en el método ASTM D 1475-74 Density of Paint, Varnish, Lacquer and Related Products, que consta básicamente de la determinación, en una dada temperatura, de la masa por unidad de volumen expresada en kg/dm^3 y que puede ser fácilmente realizado a pie de obra.

Como referencia inicial para una planificación del control de aceptación, se tiene que la masa específica obtenida para una resina dada puede estar, por ejemplo, entre 1,80 y 1,84 kg/dm^3 ó 1,17 y 1,19 kg/dm^3, según el contenido mayor o menor de carga.

Aspecto visual

Verificar sistemáticamente el aspecto de una resina es de fundamental importancia en la obra. Variaciones de color, de textura, de homogeneidad y de viscosidad, encontradas, aunque sean apenas perceptibles, pueden indicar cambios significativos en el comportamiento del material.

Aunque todo material sea ensayado rigurosamente esta observación es siempre necesaria. Una buena práctica es poner un poco del material en un recipiente transparente y herméticamente cerrado, de modo que los operadores puedan conocer mejor el producto que van a utilizar. Para alguna eventualidad se podrá dejar a la disposición de quien controla algunos frascos de vidrio y del mismo tipo que el anterior, para que sirvan de comparación un poco más exacta siempre que haya dudas.

El color puede ser determinado más detalladamente a través del método descrito en la ASTM D 1544-68 Color of Transparent Liquids (Gardner Color Scale), mientras que las demás propiedades prácticamente sólo con observación visual.

Los colores de resinas puras están, en general, debajo del índice 3, mientras las resinas combinadas, debido a la naturaleza físicoquímica de las cargas, puede llegar incluso a índices superiores a 15, porque son opacas. En estos casos no permiten la aplicación del método citado, siendo necesario emplear otra metodología semejante y comparable.

En los endurecedores

Las resinas por sí solas no tienen, en general, aplicación práctica; sin embargo, debido a las propiedades químicas de los grupos epoxi, éstos son capaces de reaccionar como los hidrógenos activos de determinadas sustancias orgánicas dando lugar a reacciones de polimerización.

Debido a su bajo costo y facilidad en la obtención, en general son empleados como agentes endurecedores las aminas y sus derivados tales como poliamidas y los ácidos y anhídridos orgánicos [4].

Pueden ser encontrados en estado natural, sin adiciones o más frecuentemente encontrados con cargas, agentes tixotrópicos, agentes diluyentes, flexibilizadores, etc.

Contenido de amina total

En un sentido amplio, desde el punto de vista químico, las aminas pueden ser clasificadas como compuestos orgánicos derivados del amoníaco por la sustitución de uno o más de uno de sus hidrógenos por radicales de hidro-carbonado. En presencia de agua se da la preferencia a amidas sobre las aminas.

El contenido de amina (o amida) puede ser determinado a través del método descrito en la ASTM D .2073-76 Total, Primary, Secondary and Tertiary Amine Values of Fatty Amines, Amidoamines and Diamines by Referee Potentiometric Method donde hay básicamente la titulación del endurecedor con ácido clorhídrico (HCl).

El resultado obtenido en mg de hidróxido de potasio (KOH) equivalente a la alcalinidad encontrada en 1 gr del endurecedor, tiene la utilidad de indicar cuantitativamente la presencia de amina total en el endurecedor.

Como referencia inicial para el planeamiento de un control de aceptación, se tiene que el contenido de amina total obtenido para un mismo endurecedor puede estar entre 100 y 140 para endurecedores empleados en formulaciones epoxi destinada a morteros.

Contenido de carga mineral

La carga en el endurecedor puede ser determinada del mismo modo que en el caso de resinas.

Contenido de volátiles

Del mismo modo que en el caso de las resinas el contenido de volátiles, que representa indirectamente los disolventes empleados, puede ser determinado por el método ASTM D 1269-74 ya citado anteriormente.

Espectrofotometría infrarroja

Mientras el ensayo anterior ofrece el conteni-

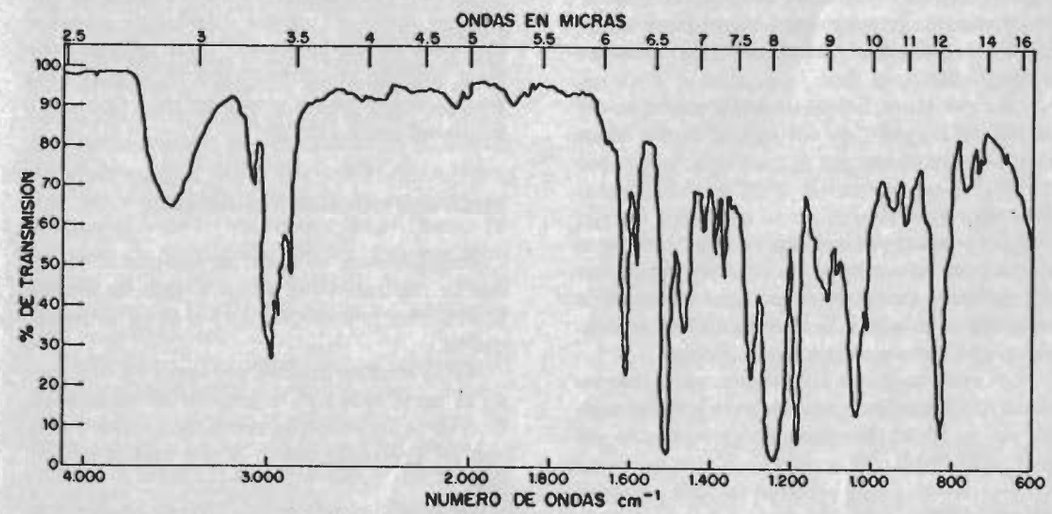


Figura 4. *Espectro de absorción infrarroja típico de una resina epoxi.*

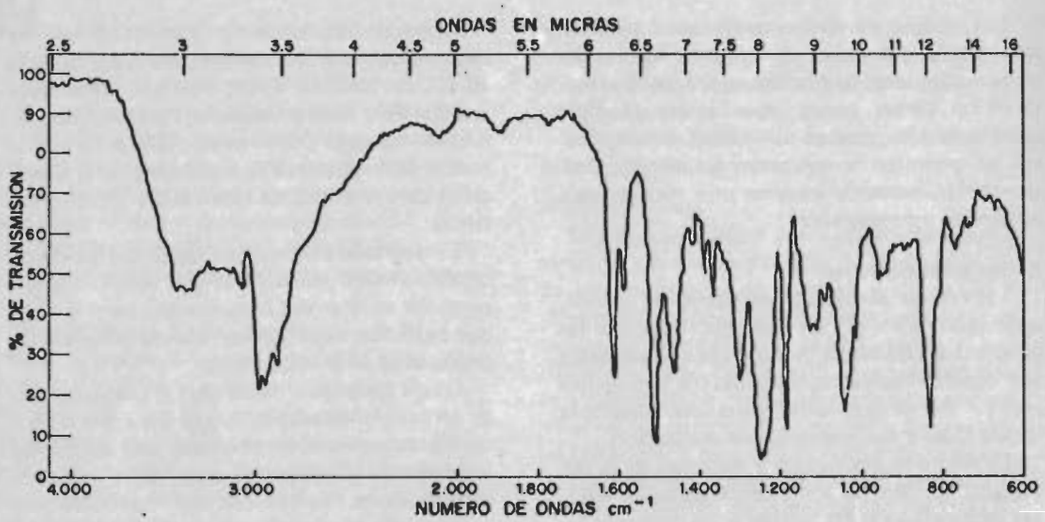


Figura 5. *Espectro de absorción infrarroja típico de un endurecedor a base de amina.*

do de amina total, la estrucutra química del módulo molecular en el endurecedor sólo será determinada a través del espectro de absorción de radiación infrarroja, medida en un aparato de espectrofotometría infrarrojo de modo semejante al de la resina (figura 5).

La combinación de estos cuatro ensayos, contenido de amina, contenido de carga, contenido de volátiles y espectrofotometría define sin equívoco un agente endurecedor.

Masa específica

De la misma manera que en el caso de las resinas, esta determinación es auxiliar, lo que la excluye de los criterios de aceptación y rechazo, situándola en un puesto mejor entre los ensayos de precualificación, fácilmente realizados a pie de obra.

La masa específica de un endurecedor puede ser de 1,11 kg/dm^3 a 1,9 kg/dm^3 según tenga más o menos carga.

Aspecto visual

Así como para las resinas, verificar el aspecto visual que incluye color, homogeneidad, textura, etcétera, es de extrema importancia en la comprobación inicial de la uniformidad del producto que está siendo llevado a la obra.

Los endurecedores son normalmente más oscuros que las resinas, presentando índices superiores a 15 en la escala Gardner de colores (ASTM D 1544).

En las cargas

Siempre que se trate de un mortero polimérico donde el árido, llamado en este caso también como carga, viene en recipiente separado, o sea, no previamente mezclado a la resina y endurecedor, se aconseja verificar la costancia de algunas de sus propiedades.

Se sabe que la naturaleza minerológica, la granulometría y el pH del agua de contacto son determinantes del comportamiento de la formulación epoxi resultante. Sin embargo, la propiedad más simple para ser verificada es el peso unitario (densidad) que puede ser realizada rápidamente en obra. Otra característica que también debe de ser observada es el color y la homogeneidad de la carga.

La determinación de la naturaleza minerológica del árido, su textura y forma de gránulos, así como su granulometría, suele ser más compleja y exige soluciones específicas para cada caso pues el material puede ser muy fino y exigir metodología especial.

ENSAYOS DE COMPROBACION

Son llamados ensayos de comprobación los que se realizan a pie de obra, bajo las mismas condiciones termohigrométricas del sitio de aplicación.

Estos ensayos pueden ser tanto los descritos en la parte referente a ensayos de caracterización de la formulación como los llamados ensayos de comportamiento o una mezlca de ambos.

Se trata simplemente de obtener una correlación entre el comportamiento de la formulación en la obra con el comportamiento de la mezcla en uno de los ensayos ya citados, u otro cualquiera que se crea más interesante.

Por ejemplo, la liberación del encofrado y el esfuerzo de compresión entre dovelas de un puente realizados en el momento en que 5 probetas prismáticas de 20 X 20 X 80 mm^3 alcancen resistencia media a la tracción por flexión de 20 MPa. El ensayo debe ser realizado en un lugar próximo al local del empalme de las dovelas. En este caso, hubo una comprobación experimental de que siempre la formulación alcance esa resistencia en el ensayo, la pieza ya está sufiecientemente pegada a la anterior,soportando los esfuerzos del peso propio.

Esta comprobación debe ser realizada siempre que se presente una variación significativa de las condiciones termohigrométricas. Se sabe, por ejemplo, que con temperaturas de cerca de 15°C el tiempo de uso es bastante grande y por debajo de 10°C la formulación puede no endurecer. De la misma forma acompañar el cambio del tiempo de uso (pot-life) y del tiempo de unión (open-time) en temperaturas por encima de 25°C es esencial, pues con más o menos 35°C -valor fácilmente encontrado en superficies de hormigón bajo acción de rayos solares- estos plazos pueden reducirse a la mitad, perjudicando demasiado el comportamiento del producto caso no se adopten medidas preventivas.

ENSAYOS PARA CARATERIZACION DE LA FORMULACION

En general, cada resina requiere un endurecedor específico para una determinada aplicación.

El conjunto de una resina, su endurecedor y eventualmente carga se llama formulación epoxi. Una formulación epoxi, o sea, la mezcla de los componentes es efectivamente lo más importante y no la resina o el endurecedor en sí. Siendo así se debe exigir de los fabricantes que encuentren las proporciones óptimas de resinas y de endurecedor de forma tal que los productos resultantes de la reacción tengan la mayor gama posible de aplicaciónes prácticas, posibilitando al ingeniero el empleo de productos adecuados para cada finalidad.

Como el endurecimiento de una formulación epoxi resulta de una reacción química entre la resina y elndurecedor, o mejor dicho, entre cada grupo epoxi y cada hidrógeno activo, estos productos entran en la reacción en cantidades fijas [4].

Cualquier exceso o falta en estas proporciones puede debilitar el producto final. Se aconseja separar e identificar las muestras para ensayos en obra, observando rigurosamente las proporciones recomendadas por el fabricante pues mientras en los ensayos de aceptación de los productos individualmente este hecho no es determinante aquí, por el contrario, lo es.

Como en toda reacción química, la temperatura actúa como catalizadora, acelerando el proceso de endurecimiento de la formulación. En laboratorio los ensayos en la mezcla, pueden y deben ser hechos bajo una temperatura constante -de preferencia entre 20 y 25°C- para fines de identificación de sus propiedades básicas. Actuando de esta forma se impide que alteraciones ajenas a la composición intrínseca del material vengan a interferir en el juicio de las propiedades del producto final.

Tiempo de utilización y tiempo de unión

A partir del instante en que los componentes, resina y endurecedor, se mezclan comienza la reacción de polimerización.

La velocidad de endurecimiento de la formulación es, sin duda, dependiente de la naturaleza de sus componentes. Normalmente en los casos de empleo en construcción se puede disponer de plazos desde 5 min como mínimo hasta 10 horas como máximo, a temperaturas ambientes (20 a 25°C). A partir de este plazo, llamado tiempo de uso, de empleo, o utilización (pot-life) las interacciones moleculares ya intensas aumentan la viscosidad hasta casi impedir su perfecta extensión en las superficies a que serán adheridas.

Para formulaciones con baja viscosidad, normalmente inyección de fisuras, el tiempo de uso puede ser medido a través de la observación del aumento de viscosidad medida en el viscosímetro de Brookfield.

En ese caso se puede decir que el tiempo de uso se acaba cuando la mezcla alcanza 5 Pa•s a temperatura de 25°C. En verdad esa determinación es más interesante cuando está obtenida directamente a pie de obra bajo las condiciones termohigrométricas del local de aplicación. Las informaciones de los fabricantes ofrecidas por catálogo se refieren a condiciones de laboratorio que muchas veces llegan a distanciarse de las de la obra.

Además del tiempo de uso es necesario conocer el tiempo de unión (open-time) que corresponde al máximo plazo que la formulación todavía es capaz de adherir a otros elementos.

Ese plazo suele oscilar entre media y dos ho-

ras por encima del tiempo de uso cuando se trata de formulaciones comerciales. Su determinación puede ser realizada a través de un ensayo de comportamiento que simule las condiciones y los plazos disponibles a pie de obra permitiendo una combinación adecuada de resinas y endurecedores.

Finalmente se recuerda que el tiempo de uso se ve afectado por la cantidad de material que se pone en las superficies de unión o en el mismo recipiente de ensayo, pues las reacciones de endurecimientos son exotérmicas y, por lo tanto, se autoaceleran.

Resistencia a la compresión

Se utiliza este ensayo para conocer las propiedades mecánicas a compresión de la mezcla totalmente endurecida y bajo condiciones de Laboratorio. Se puede emplear, sin embargo, esta metodología para evaluar las características mecánicas de la formulación parcialmente endurecida y bajo condiciones termohigrométricas especiales, semejantes a las del lugar de utilización en obra.

Las dimensiones de las probetas son función de las características de la formulación. Siendo las reacciones intensas y exotérmicas, pueden generar tensiones internas que modifiquen el comportamiento del material. Esto hace que las probetas representativas de las formulaciones más puras sean de dimensiones menores que las probetas representativas de formulaciones combinadas, pues éstas tienen contenido de carga inerte y, consecuentemente, menor desprendimiento de calor con menor riesgo de degradación de la probeta.

Se puede utilizar la metodología descrita en la ASTM D 695-77 Compressive Properties of Rigid Plastics que mide la resistencia de compresión, el módulo de deformación longitudinal (ex-módulo de elasticidad o de Young), el acortamiento máximo y el diagrama compresión X deformación específica de la mezcla.

Se utilizan probetas cilíndricas de 12,7 (ϕ) X X 25,4 mm^3 para resistencia a la compresión o 12,7 (ϕ) X 50,8 mm^3 para módulo de deformación longitudinal y diagrama tensión X deformación específica. Cuando se trata de morteros polímeros donde el árido posee dimensiones de 0,3 a 0,7 mm o más, se aconseja emplear probetas mayores de 25,4 (ϕ) X 50,8 mm^3 o de 50 (ϕ) X 100 mm^3 que es el molde de las probetas de mortero empleadas para ensayos de cemento en Brasil (en Europa se emplea más el prisma RILEN-CEMBUREAU 40X40X160 mm^3).

El mayor problema que suele aparecer es el relativo al acabado de las caras de las probetas. Desde que se ha impedido la oclusión de aire en la probeta, por buena compactación de la formulación en el molde, el acabado de las caras se hace perfectamente con un tornillo de planta mecánica.

Resistencia a la tracción

Las propiedades mecánicas a tracción de la mezcla endurecida se pueden obtener por el método ASTM D 638-77 Tensile Properties of Plastics que mide la resistencia a la tracción, el módulo de deformación longitudinal a tracción el alargamiento máximo de tracción X deformación específica.

Las probetas tienen la forma de una corbata tipo mariposa, como se muestra en la figura 6, con dimensiones variables según el espesor, que a su vez es función de la composición de la turaleza de la carga.

En general para formulaciones puras se puede adoptar espesor de 3 a 4 mm y para formulaciones combinadas del tipo de morteros poliméricos, 10 a 14 mm. Hacen falta por lo menos 5 probetas y el cálculo de su media a temperatura de (23 ± 2) °C y humedad relativa de 50% a 80%.

El resultado, en MPa (Mega Pascal) no siempre traduce la resistencia a la tracción del material en obra pues esta adherencia va a depender de al menos, los siguientes hechos:

1° Procedimiento de preparación de las superficies antes de la aplicación del adhesivo; grado de limpieza, secado y eventual tratamiento especial con chorro de arena.
2° Rigor durante las operaciones de mezcla de la resina con el endurecedor y eventual carga.
3° Condiciones de aplicación: espesor de la capa, aplicación en una o las dos superficies, etc.
4° Condiciones del ambiente y tiempo de uso combinado con tiempo de empalme de la operación.
5° Condiciones de curado.

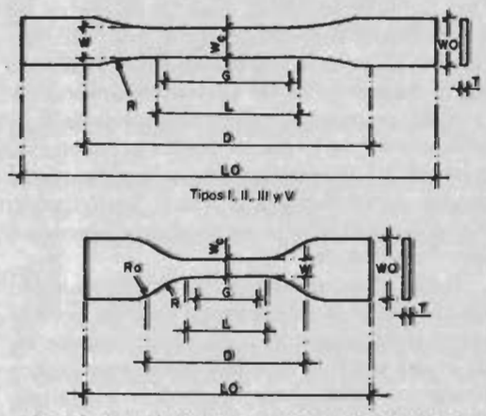


Figura 6. *Forma de las probetas para determinación de las propiedades mecánicas a tracción de formulaciones epoxi (ASTM D 638).*

Resistencia a la tracción por flexión

Las propiedades mecánicas a flexión de las formulaciones pueden ser obtenidas según la ASTM D 790-78 Flexural Properties of Plastics and Electrical Insulating Materials.

Para formulaciones puras las probetas suelen tener 12,7 X 12,7 X 6,4 mm^3 y para morteros polímeros 160 X 40 X 40 mm^3. Es mejor emplear la carga en dos puntos de aplicación en el tercio medio de forma que se disponga de toda una región con un mismo esfuerzo máximo.

Resistencia al cizallamiento

La resistencia al cizallamiento de una formulación epoxi rígida puede ser obtenida por el método ASTM D 1002-78 Strength Properties of Adhesives in Shear by Tension Loading.

En este ensayo se evalúa la resistencia al cizallamiento a través de la tracción de dos chapas de acero pegadas con el adhesivo como en la figura 7.

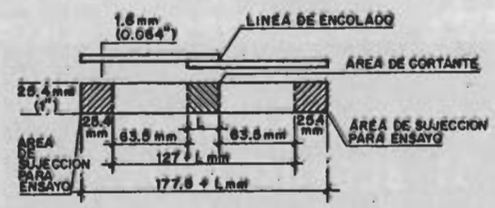


Figura 7. *Forma y dimensiones de la probeta para cizallamiento de adhesivos (ASTM D 1002-78)*

CONSIDERACIONES FINALES

La metodología presentada viene siendo utilizada con éxito en la selección, juicio y elección de productos comerciales, así como en el control de aceptación y acompañamiento de servicios en construcción.

Siempre se deben seguir rigurosamente las instrucciones del fabricante y si es posible solicitar su presencia en las operaciones de unión.

Finalmente se debe observar la vida de los componentes de una formulación, pues a pesar de que no siempre está indicado, se sabe que están garantizados por un período limitado de un año.

Por encima de ese plazo puede darse la degradación de los compuestos orgánicos presentes. No se trata de la degradación de la formulación endurecida -pues ésta parece ser muy duradera- pero sí individualmente de los componentes, ya que muchas veces son almacenados en condiciones precarias.

Estamos seguros de que la observación de las reglas aquí enunciadas reducirá los fallos de construcción, donde una pequeña cantidad de material, no buena o no bien aplicada, puede comprometer toda una estructura, con inevitables perjuicios económicos, estéticos y técnicos. Ha habido casos en los que la aplicación de un adhesivo no bueno, ha disminuido la resistencia de la unión en 30% respecto a la unión directa (sin adhesivo) hormigón endurecido/hormigón fresco.

BIBLIOGRAFIA

[1] *DANNENBERG, HANS & MAY, CLAYTON A. Epoxide adhesives. In: Treatise on adhesion and adhesives. Theory v. 1 and Materials v. 2. Ed. Robert L. Patrick, New York, Marcel Dekker Incorporation, 1966.*

[2] *TEZUKA, YASUKO. Concretos polímeros. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, Publicação Especial n°. 5, 1979.*

[3] *KRIEGH, J. D. & NORDBY, G. M. Methods of evaluation of epoxy componds used for bonding concrete. In: epoxies with Concrete - ACI Publication SP-21. Detroit, American Concrete Institute, paper SP21-11, 1968.*

[4] *FERNANDEZ CANOVAS, MANUEL. Las resinas epoxi en la Construcción. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, 1974.*

[5] *LEE, HENRY & NEVILLE, KRIS. Handbook of Epoxi Resins. New York, McGraw-Hill Book Company, 1967.*

EVITE
DISTRAERSE
MIENTRAS
CONDUCE

PUBLICIDAD A.C.A. E.V.T.

DIRECCION DE VIALIDAD DE LA
PROVINCIA DE BUENOS AIRES

AUTOMOVIL CLUB ARGENTINO

Módulo de elasticidad de hormigones

Por: Ernesto Gómez*
María Soledad Gatica*

RESUMEN

En este trabajo se determinó el módulo de elasticidad de hormigones de diferentes composiciones dentro del ámbito de resistencias más amplio posible con el objeto de obtener una buena estimación práctica de su magnitud con árido y cemento de uso corriente y además de comparar los resultados con los valores que se recomiendan o que se deducen de fórmulas que se proponen en varias normas.

INTRODUCCION

El módulo de elasticidad E del hormigón interviene en el cálculo de flechas y deformaciones en vigas y elementos similares, en el cálculo de rigideces en marcos múltiples y estructuras hiperestáticas en general. El calculista necesita tener una buena estimación anticipada del valor de E del hormigón, que se usará en la estructura que va a calcular. En el hecho, tal hormigón todavía no existe y en la etapa de proyecto sólo se tiene una buena idea de la resistencia a la compresión que tendrá o que se quiere que tenga. Es por esto que siempre se ha buscado expresar el módulo de elasticidad del hormigón en función de su resistencia a la rotura por compresión.

El módulo de elasticidad o módulo de Young *E*, está claramente definido en los materiales que tienen una zona inicial de su diagrama tensión-deformación recta y en tal caso es la tangente del ángulo de inclinación de esa recta. El hormigón no cumple esa condición, ya que su diagrama es curvo desde el comienzo. En este caso se pueden definir varios módulos.

El módulo tangente en el origen E_o, que tiene significado sólo para tensiones pequeñas y cuya determinación es insegura.

El módulo secante E_s, que está representado por la pendiente de la recta que une el origen y algún punto de la curva.

De todos éstos, el que tiene un significado más práctico y el de mayor uso es E_s, ya que representa la deformación media real determinada por una tensión dada en solicitaciones estáticas de corta duración. Desde el punto de vista de su determinación experimental es el que está mejor definido. Además en el ámbito inicial de tensiones hay poca desviación entre la secante y la curva real.

Sin embargo no hay un criterio uniforme para determinar el módulo secante ya que el punto final está indefinido. Diversas normas o procedimiento establecen diferentes fracciones de la tensión de rotura para definir la secante. La norma ASTM la sitúa en el 0,4 de la tensión de rotura, RILEM y BS a un tercio de la tensión de rotura, otras normas o procedimientos consideran 0.15, 0.25, 0.50 de la tensión de rotura. El criterio más práctico y útil es definir el módulo de elasticidad secante con respecto a la tensión de servicio del hormigón considerada en el cálculo y ésta está muy cerca de un tercio de la rotura.

* Investigador del IDIEM.
** Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

El módulo tangente en cualquier punto E_t, que se aplica sólo para un pequeño cambio de carga.

Hay que dejar bien sentado que nos referimos al módulo de elasticidad estático, válido sólo para cargas de corta duración. Cuando las cargas permanecen durante largo tiempo, las deformaciones aumentan progresivamente, debido el fenómeno de fluencia lenta, para cuyo cálculo no es aplicable el módulo de elasticidad estático. Sin embargo, es un rpocedimiento usual calcular esta deformaciones diferidas en función de las deformaciones estáticas, afectándolas de factores que dependen de la duración de la carga, del nivel de tensiones y de la humedad ambiente. Este es, por ejemplo, el criterio recomendado por el CEB y dentro de este enfoque el conocimiento del módulo de elasticidad tiene plena aplicación.

Valores de normas

Existen diversos criterios en las normas de diferentes países para estimar el módulo de elasticidad del hormigón en la etapa de proyecto, ellos se basan, en general, en suponer relaciones entre el módulo E y la resistencia a la rotura. Estos criterios dan lugar a resultados que no coinciden entre sí a pesar de que, a lo largo del tiempo, se han hecho esfuerzos por buscar expresiones concordantes.

Una revisión de las normas más conocidas o más aplicadas en relación con este aspecto dará un cuadro de cómo varían los valores propuestos.

La norma chilena de hormigón armado actualmente en vigencia, NCh 429, 1ª parte[1], establece un valor fijo para E, de 140.000 kgf/cm² cuando se requiere determinar tensiones y dimensionar piezas y de 210.000 kgf/cm² para determinar reacciones hiperestáticas y calcular deformaciones. Estos valores se basan directamente en los de la norma DIN 1045, que se mantuvieron por lo menos hasta su versión de 1967.

La norma ACI[2], da la siguiente fórmula para el módulo E_c, en libras por pulgada cuadrada, psi, en función de la resistencia a la compresión cilíndrica a 28 días, f_c, en psi y del peso unitario del hormigón, w, en libras por pie cúbico:
$E_c = 33\, w^{3/2} \sqrt{f'_c}$.

Esta fórmula corresponde a la propuesta de Adrian Pauw[3] quien estudió el módulo de elasticidad del hormigón en función de su resistencia y de su densidad, basándose en observaciones hechas por varios experimentadores que indicaban que el módulo de elasticidad del hormigón liviano es considerablemente menor que el módulo del hormigón de peso normal para resistencias a la compresión comparables. Sobre esta base propuso una expresión de la forma $E = a\, w^{3/2} \sqrt{f'_c}$ y analizando estadísticamente los valores experimentales por el método de los mínimos cuadrados, Pauw encontró el valor de la constante $a = 33$, y estableció la expresión ya citada, válida para hormigones con resistencias cilíndricas mayores que 2500 psi (175 kgf/cm²).

Como se ve, esta fórmula fue deducida por un procedimiento estadístico de ajuste de una curva a datos experimentales, o sea tiene un origen netamente empírico y no tiene un fundamento teórico, por lo menos explícito. En el hecho, no se intenta una explicación de que el módulo depende solamente de la resistencia del hormigón y de su densidad, aunque intuitivamente es lícito suponer que debe depender de ambos. Hay que tener presente que la contribución primordial y más valiosa de Pauw fue introducir el factor densidad en la fórmula y aceptó sin modificación que la influencia de la resistencia era en función de la raíz cuadrada, que ya había sido propuesta por Walker en 1920[4].

Posteriormente la fórmula de Pauw fue puesta a prueba en diversas ocasiones, con los datos experimentales de muchos laboratorios de Estados Unidos, incluyendo muestras ensayadas por diferentes métodos, en un ámbito de resistencias de 140 a 455 kgf/cm² y de densidades de 1.3 a 2.46 t/m³, y se verificó que había concordancia prácticamente aceptable.[5]

La norma del Comité Europeo del Hormigón CEB[6], presenta 2 fórmulas:
una para hormigón de peso normal,

$$E_c = {}^3\sqrt{f_{ck}} + 8$$

y otra para hormigón de peso liviano,

$$E_c = 9500 \left(\frac{\rho}{2400}\right)^2 {}^3\sqrt{f_{ck}} + 8$$

en que E_c es el módulo secante, en MPa, correspondiente a una tensión final de entre 0.4 y 0.5 de la resistencia característica, f_{ck}, del hormigón para una fracción defectuosa de 5% expresada en MPa y determinada en probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura y ρ es la densidad del hormigón en kg/m³.

Las fórmulas presentadas por CEB, según toda la información que hemos consultado, son

empíricas. Se diferencian de la de Pauw en que atribuyen menor influencia a la resistencia del valor de E, ya que las hacen depender de la raíz cúbica de aquélla en lugar de la raíz cuadrada.

La norma alemana DIN 1045[6] asigna un valor fijo al módulo de elasticidad del hormigón para cada clase de resistencia, *Bn*, para áridos normales según DIN 4226 para el cálculo de deformaciones bajo la carga de servicio. Estos valores se presentan en la Tabla I.

TABLA I

VALORES DE *E* SEGUN DIN 1045

Clase de hormigón	*Bn* 100	*Bn* 150	*Bn* 250	*Bn* 350	*Bn* 450	*Bn* 550
$E \times 10^3$ kgf/cm²	220	260	300	340	370	390

La resistencia definida por cada clase corresponde al valor mínimo aceptado en una muestra de 3 cubos, a la cual se exige una media 50 kgf/cm² superior al mínimo.

Esta tabla proviene de una relación empírica cuyo origen está probablemente en un trabajo de Otto Graf[7], en el cual se propone una fórmula obtenida de la curva media de más de 600 ensayos en un ámbito de resistencias de 100 a 600 kgf/cm².

$$E = \frac{1{,}000{,}000}{1{,}7 + (1/K) \times 300} \quad \text{en kgf/cm}^2$$

K = resistencia prismática a la compresión a 28 días,

que en un trabajo posterior Otto Graf[8] reemplazó por otra un poco diferente a la anterior:

$$E = \frac{1{,}000{,}000}{1{,}7 + (1/W_b) \times 360}$$

W_b = resistencia cúbica a la compresión a 28 días,

Con ésta fórmula se obtienen los valores de la Tabla II.

TABLA II

VALORES DE *E* SEGUN LA FORMULA DE O. GRAF[8]

Clase de hormigón	*Bn* 100	*Bn* 150	*Bn* 250	*Bn* 350	*Bn* 450	*Bn* 550
$E \times 10^3$ kgf/cm²	190	270	318	365	400	425

que son bastantes parecidos a los de DIN 1045, pero no coincidentes.

Hay que hacer notar que en esa última publicación[8], Graf señala que influye mucho la calidad de los áridos en el módulo de elasticidad del hormigó, y eso lo muestra en un ejemplo, en que para hormigones de igual resistencia (*Bn* 750) uno de ellos preparado con arena y grava del Rin y el otro con arena del Rin y grava basáltica, los módulos fueron 330.000 y 468.000 kgf/cm² respectivamente. La influencia de la naturaleza de los áridos en el módulo de elasticidad del hormigón está suficientemente probada por muchas experiencias. En 1931 Noble[9] encontró que hormigones de igual composición y semejante resistencia a la compresión tenían módulos de 350,000 psi con áridos de piedra caliza, de 4,700,000 psi con áridos de arenisca y de 6,400,000 psi con pedernal. Comenta que la influencia del árido sobre el módulo de elasticidad es tan marcada que no puede dejarse de tenerlo en cuenta en el diseño del hormigón armado.

La norma inglesa CP 110 [10] relaciona el módulo de elasticidad con la resistencia cúbica del hormigón según los valores que se presentan en la Tabla III.

TABLA III

VALORES DE *E* SEGUN BSI - CP 110

Resistencia N/mm²	20	25	30	40	50	60
Módulo de elasticidad, KN/mms	25	26	28	31	34	36

Para hormigones con agregados livianos, que tienen una densidad entre 1400 y 2300 kg/m³, los valores dados por la Tabla III deben multiplicarse por $(D_c/2300)^2$, donde D_c es la densidad del hormigón liviano.

La resistencia que considera la norma CP 110 es la característica con una fracción defectuosa de 5 %, determinada a 28 días en probetas cúbicas de 15 cm de diámetro.

Los valores de la norma inglesa pueden estar relacionados con la raíz cuadrada de la resistencia. Así habría que deducirlo de la observación de la curva tensión deformación del hormigón que esa norma propone como típica, ya que en ella se estipula una pendiente en el origen de $0.55\sqrt{f_{cu}/\gamma m}$, en que f_{cu} es la resistencia característica y γ_m un factor de minoración. Aplicando esa expresión se obtienen módulos semejantes a los propuestos por la norma.

COMPARACION DE LOS VALORES DE NORMAS

Resulta de interés comparar los valores de E que se deducen de las distintas normas que hemos revisado.

En primer lugar hay que hacerse cargo de que tanto las resistencias como los módulos están definidos en formas que difieren en algunos aspectos entre una norma y otra. En laTabla IV se anotan las condiciones establecidas en cada una de las normas consideradas para definir la resistencia y el módulo.

TABLA IV

CONDICIONES QUE DEFINEN LA RESISTENCIA Y EL MODULO EN DIVERSAS NORMAS

	Normas	Chilenas	ACI	CEB	DIN	BSI
Resistencia	Molde	Cubo	Cilindro	Cilindro	Cubo	Cubo
	Dimensiones	20 cm	15 x 30 cm	15 x 30 cm	20 cm	15 cm
	Fracción defectuosa, FD	0.20 ...?	0.05	0.05	0.05	0.05
Módulo, E		? *	Secante a 1/3 de rotura	Secante de 0.4 a 0.5 de rotura	Secante a 1/3 de rotura	En el origen...?

* Supondremos módulo secante a 1/3 de la rotura.

En consecuencia hay que convertirlos a unos patrones uniformes, que elegiremos como sigue: resistencia media en cubo de 20 cm de arista y módulo secante a 1/3 de la rotura.

Las conversiones a cubo de 20 cm de arista R_{20}, las haremos aplicando los siguientes equivalentes empíricos frecuentemente aceptados:

$R_{cil} = 0.86\ R_{20}$

$R_{15} = 1.05\ R_{20}$

El valor medio de la resistencia, R_{20}, correspondiente a una característica dada, R_{ck}, lo calcularemos aplicando las siguientes relaciones, según sean las fracciones defectuosas especificadas, y suponiendo un coeficiente de variación de 0.15:

$\bar{R}_{20} = R_{CK}/(1-1.64 \times 0.15)$ para F.D. =0.05

$\bar{R}_{20} = R_{CK}/(1-0.84 \times 0.15)$ para F.D. =0.20

Por último, supondremos que el módulo secante a 1/3 de la rotura es el 0.9 del módulo tangente en el origen, basándonos en algunos resultados experimentales obtenidos en IDIEM[11].

Los resultados corregidos en términos de los patrones elegidos se anotan en la Tabla V.

TABLA V

RESISTENCIAS MEDIAS CORREGIDAS A CUBO DE 20 cm DE ARISTA Y MODULOS CORREGIDOS A SECANTE A 1/3 DE LA ROTURA

Norma chilena		ACI		CEB		DIN		BSI	
$\bar{R}_{20}$ N/mm²	$E_s(0.33)$ KN/mm²	$\bar{R}_{20}$ N/mm²	$E_s(0.33)$ KN/mm²	$\bar{R}_{20}$ N/mm²	$E_s(0.33)$ KN/mm²	$\bar{R}_{20}$ N/mm²	$E_s(0.33)$ KN/mm²	$\bar{R}_{20}$ N/mm²	$E_s(0.33)$ KN/mm²
21	21	27	21.2	19	25.8	13	22	25	23
26	21	32	23.2	26	27.4	20	26	32	24
34	21	38	25.1	31	28.8	33	30	38	25
		40	26	39	30.4	46	34	50	28
		43	26.8	46	31.9	60	37	63	31
		(53.8)	(30)	54	33.3	73	39	76	32
		(64.6)	(32.9)	69	35.7				
		(75.5)	(35.5)	77	36.8				

En la Fig. 1 se presentan gráficamente los valores de las normas consideradas convertidos, como se ha explicado, a resistencias medias equivalentes.

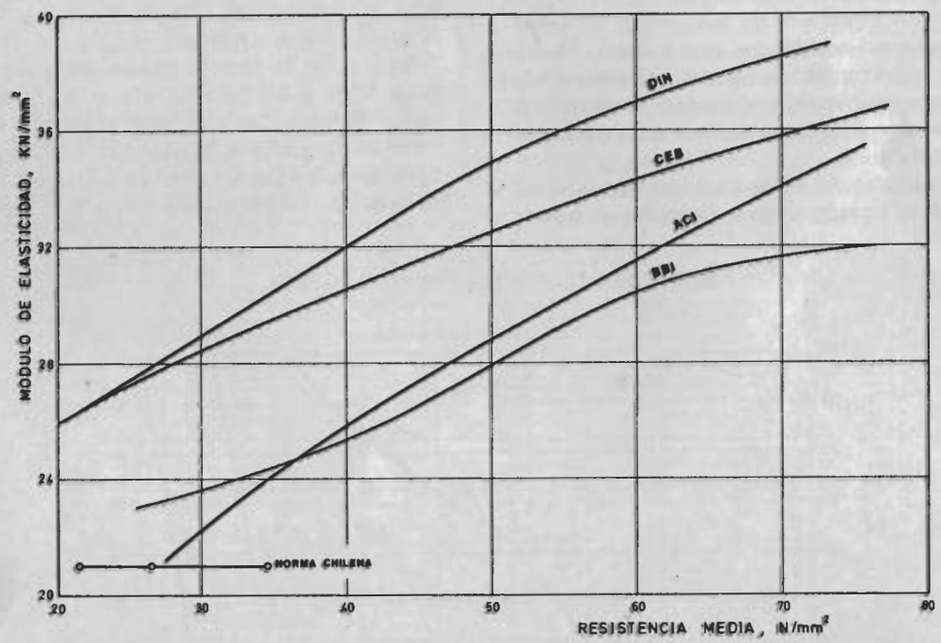


Fig. 1. Módulos de elasticidad en función de la resistencia media cúbica, de diferentes normas.

En esa figura salta a la vista que no hay concordancia entre las diferentes normas y sí diferencias, que para resistencias bajas son casi del 40 % y para las altas de más de 20 %, entre el menor y el mayor valor del módulo.

Estas discrepancias son, con mucha probabilidad, el reflejo del hecho que no se ha investigado todavía cabalmente el conjunto de factores que influyen en el módulo de elasticidad del hormigón y que cada norma se ha colocado dentro del ámbito empírico restringido que corresponde a las condiciones imperantes en el país. Es más válida esta observación si recordamos la gran influencia que tiene la naturaleza de los áridos en el valor del módulo [8,9]

No hay razón para preferir uno u otro de estos criterios tan dispares. Tampoco parece de beneficio buscar otra relación empírica más, con pretensiones de generalidad, que no la tendría si no se analizaran todos los factores que puedan intervenir en el módulo y si no se encontrara el alcance o la participación de cada uno de ellos.

Sin embargo, para los efectos del cálculo estructural puede ser suficiente con tener buenas estimaciones del módulo de elasticidad del hormigón confeccionado en las condiciones normales o más corrientes en la práctica nacional.

Con este objeto se realizó el programa experimental que se detalla en el capítulo siguiente, en el cual se midió el módulo de elasticidad de hormigones confeccionados con materiales y procedimientos que son los corrientemente utilizados en las prácticas constructivas del país.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

En estas experiencias se prepararon hormigones de las características que se describen más adelante para medirles el módulo de elasticidad a 28 días en probetas cilíndricas sometidas a curado normal.

Se variaron dos parámetros: la razón agua-cemento y la razón árido-cemento en el ámbito más amplio posible, incluyendo en el conjunto morteros y pastas de cemento de la misma composición que el del tipo de hormigón del que forman parte.

Adicionalmente se determinó el módulo de elasticidad de los áridos empleados en el hormigón.

Materiales

Cemento

Se usó un cemento corriente que cumplía con la norma NCh 148.

Arido

Se usó agregado Arrip, separado en grava, gravilla y arena.

La grava, de $1\frac{1}{2}$" de tamaño máximo, era de partículas parcialmente chancadas, es decir, con parte del contorno redondeado de la piedra natural y planos de quiebre. Petrográficamente se compone de un 40% de andesitas, 38% de pórfidos granodioríticos 17% de areniscas y 10% de tobas, brechas y lutitas[12].

La gravilla, de tamaño comprendido entre el tamiz N° 4 y 3/4" ASTM, era en un 50% de formas redondeadas y el resto angulosas. Está formada por un 28% de andesitas, 18% de pórfidos granodioríticos, 17% de areniscas, 13% de tobas y el resto de brechas, lutitas y riolitas[12].

MODULO DE ELASTICIDAD DE HORMIGONES

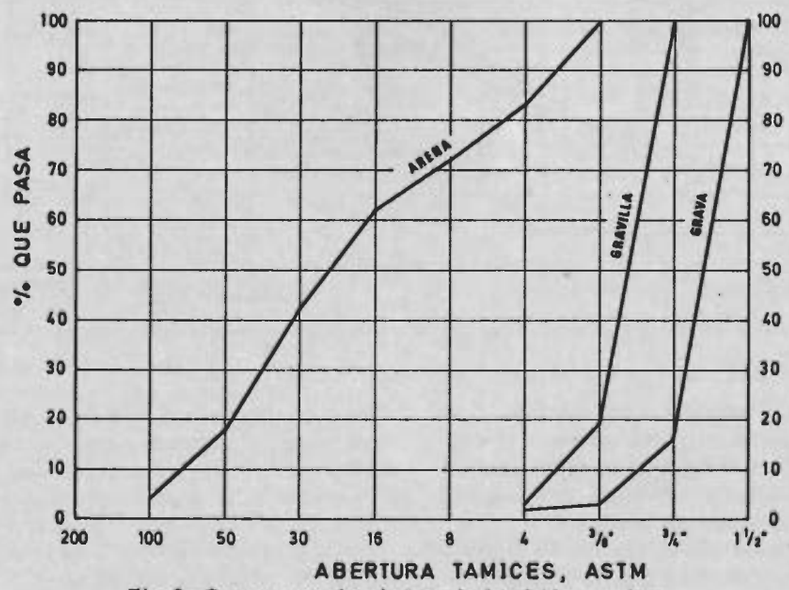


Fig. 2. Curvas granulométricas de los áridos usados.

La arena era de granos subangulosos a subredondeados. Se compone de 36% de monominerales, 36% de andesitas, 10% de sedimentarias, 10% de pórfidos granodioríticos y el resto de brechas y riolitas[12].

La granulometría de cada una de las fracciones se presenta en la Fig. 2.

Hormigón

Dosificación

Los parámetros que intervendrán en nuestro programa experimental, de acuerdo a la exposición anterior, variarán dentro de los siguientes límites: razón agua-cemento entre 0.35 y 0.75; razón agregado-cemento entre 2.3 y 8.1.

El ámbito de la razón agua-cemento se eligió por razones prácticas. El ámbito de la razón agregado-cemento cubre todo el campo de interés práctico.

Frente a la necesidad de variar la relación agregado-cemento en un ámbito amplio, se presenta el problema de tener que variar la granulometría de los agregados entre límites que pueden ser también amplios.

Los métodos más usados de dosificación suponen granulometrías relativamente fijas y no son por ello adecuados para este problema. Existe un método muy apropiado para este propósito que aparece en DSIR #4[13], el cual dosifica en función de la razón agua-cemento, razón agregado-cemento y de la granulometría de los áridos, que son los factores que nos interesa variar.

En este método se incluyen 4 curvas granulométricas para áridos con tamaño máximo de 1 1/2"[13], que es el árido que se usará, según lo muestra la Fig. 3.

En nuestro programa se usó la curva 1, que corresponde a granulometría gruesa, y otra muy cercana a la curva 3, que está señalada con líneas de trazos en la figura, y designada con 3', que está en la zona de graduación fina.

De la tabla de dosificaciones presentada por este método[13], se eligieron algunos casos extremos: hormigones de muy baja y de alta trabajabilidad.

Entre los hormigones de muy baja trabajabilidad se puede variar la razón agua-cemento de 0.35 a 0.55 y la razón agregado-cemento de 4.0 a 8.1.

Entre los hormigones de alta trabajabilidad se puede variar la razón agua-cemento de 0.35 a 0.55 y la razón agregado-cemento de 4.0 a 8.1.

Entre los hormigones de alta trabajabilidad se puede variar la razón agua-cemento de 0.35 a 0.75 y la razón agregado-cemento de 2.3 a 8.0.

En las tablas VI y VII se presentan las dosificaciones de los hormigones usados en la serie experimental.

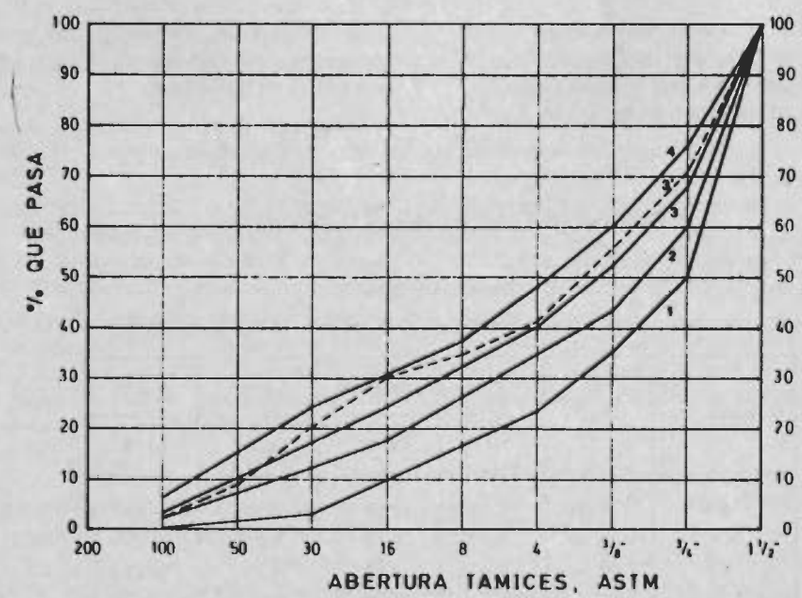


Fig. 3. Curvas granulométricas del método DSIR Road # 4.

TABLA VI

DOSIFICACION DE LOS HORMIGONES DE MUY BAJA TRABAJABILIDAD

Designación	A/C	Agr/C	Cemento	Agua	Grava	Gravilla	Arena
			kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³
A	0.35	4.0	455	159	1074	255	491
B	0.40	5.3	366	146	1144	272	524
C	0.45	6.5	309	139	1185	281	542
D	0.50	7.7	268	134	1218	289	557
E	0.55	8.1	255	140	785	310	971

TABLA VII

DOSIFICACION DE HORMIGONES DE ALTA TRABAJABILIDAD

Dosificación	A/C	Agr/C	Cemento	Agua	Grava	Gravilla	Arena
			kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³	kg/m³
F	0.35	2.3	642	225	517	251	709
G	0.40	3.1	525	210	570	277	781
H	0.45	4.0	437	197	612	297	839
I	0.50	4.8	379	190	637	309	873
J	0.55	5.5	339	187	653	317	895
O	0.65	6.9	280	182	676	328	927
Q	0.75	8.0	245	184	686	333	941

Se prepararon morteros equivalentes al del hormigón, es decir, de igual composición que la que resulta de quitarle a éste la grava y gravilla, cuyas composiciones se dan en las Tablas 8 y 9.

Se prepararon además, pastas de cemento con razón agua-cemento de 0.35 a 0.55, como se muestra en la Tabla X.

MODULO DE ELASTICIDAD DE HORMIGONES

TABLA VIII

DOSIFICACION DE LOS MORTEROS DE MUY BAJA TRABAJABILIDAD

Designación	A/C	Agr/C	Cemento	Agua	Arena
			kg/m³	kg/m³	kg/m³
AA	0.35	1.08	864	302	935
CC	0.45	1.75	655	293	1144
EE	0.55	3.81	418	230	1592

TABLA IX

DOSIFICACION DE LOS MORTEROS DE ALTA TRABAJABILIDAD

Designación	A/C	Agr/C	Cemento	Agua	Arena
			kg/m³	kg/m³	kg/m³
K	0.35	1.10	873	306	965
L	0.40	1.49	745	298	1108
M	0.45	1.92	638	288	1224
N	0.50	2.30	571	285	1309
P	0.55	2.64	516	284	1359
Y	0.65	3.31	435	282	1436
Z	0.75	3.84	380	287	1469

TABLA X

DOSIFICACION DE LAS PASTAS DE CEMENTO

Designación	A/C	Cemento	Agua
		kg/m³	kg/m³
R	0.35	1440	504
U	0.40	1343	537
S	0.45	1259	566
X	0.50	1184	592
T	0.55	1118	615

PREPARACION Y METODO DE ENSAYO

Se aplicó el procedimiento de preparación y el método de ensayo recomendado por la RILEM [14].

Limitando la exposición a sus aspectos fundamentales se prepararon 6 cilindros para cada dosificación. Se compactaron por vibración los de baja trabajabilidad y manualmente los otros, y pasadas las 16 horas de elaborados se colocaron en cámara húmeda de más de 90% H.R. y de 19 ± 3°C de temperatura, durante 28 días, hasta la fecha de ensayo. Antes del ensayo la cara superior de cada probeta se cubrió con una capa de alisado.

Tres de los cilindros se rompieron por compresión para determinar la resistencia media y los tres restantes se sometieron a ciclos de carga entre 4.5 kgf/cm² y 1/3 de la tensión de rotura hasta que las deformaciones, medidas por medio de un extensómetro de 5×10^{-6} de precisión, se estabilizaran. El ciclo final se usaba para determinar el módulo. Después de ese ciclo la carga se aumentaba hasta la rotura. La resistencia a la compresión de los cilindros a los que se les midió el módulo no difirió en ningún caso más del 20% de la resistencia media de los otros tres.

Como resultado de los ensayos se tomaron la media de las resistencias y la media de los módulos.

El módulo de elasticidad de los áridos se midió en probetas cilíndricas de 4.76 cm de diámetro y alturas que variaron entre 11.5 y 12.7 cm.

Resultados

Los resultados de estos ensayos se presentan en la Tabla XI.

En la Tabla XI se presentan las resistencias medias de tres cilindros y los valores medios del módulo de elasticidad de los mismos cilindros y

TABLA XI

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Densidad	A/C	Agr/C	V_A/V_P	Compactación	Densidad t/m³	Porosidad l/m³	$\bar{R}$ N/mm²	$\bar{E}$ KN/mm²
H - A	0.35	4.0	1.78	V - 35s	2.47	60	39.1	35.9
H - B	0.40	5.3	2.13	V - 40s	2.48	63	32.8	34.6
H - C	0.45	6.5	2.33	V - 35s	2.49	72	31.3	34.4
H - D	0.50	7.7	2.57	V - 40s	2.49	71	21.6	32.7
H - E	0.55	8.1	2.57	V - 25s	2.45	68	25.7	33.1
H - F	0.35	2.3	1.04	Ma - 9 cm	2.35	69	42.3	31.8
H - G	0.40	3.1	1.27	Ma - 6 cm	2.39	80	42.7	34.0
H - H	0.45	4.0	1.44	Ma - 6 cm	2.41	100	39.6	33.5
H - I	0.50	4.8	1.63	Ma - 9 cm	2.41	85	33.2	33.4
H - J	0.55	5.5	1.86	Ma - 6 cm	2.42	70	28.2	32.6
H - O	0.65	6.9	1.94	Ma - 12 cm	2.40	94	18.8	30.4
H - Q	0.75	8.0	1.94	Ma - 7 cm	2.39	99	14.5	28.7
M - AA	0.35	1.08	0.49	Ma -	2.20	89	49.7	24.4
M - CC	0.45	1.75	0.64	Ma -	2.24	127	41.4	25.9
M - EE	0.55	3.81	1.17	Ma -	2.27	127	23.9	25.6
M - K	0.35	1.10	0.49	Ma -	2.19	114	50.3	25.3
M - L	0.40	1.49	0.61	Ma -	2.21	98	49.0	26.5
M - M	0.45	1.92	0.75	Ma -	2.24	85	43.8	27.1
M - N	0.50	2.30	0.79	Ma -	2.25	114	39.2	26.8
M - P	0.55	2.64		Ma -	2.25		34.6	26.4
M - Y	0.65	3.31	0.92	Ma -	2.26	128	23.5	23.1
M - Z	0.75	3.84	1.00	Ma -	2.24	113	16.6	22.1
P - R	0.35				1.96		59.7	17.6
P - U	0.40				1.92		34.0	15.1
P - S	0.45				1.88		31.1	15.4
P - X	0.50				1.83		20.5	12.8
P - T	0.55				1.80		17.0	12.8

H - hormigón; M - mortero; P - pasta; V - vibrador; Ma - compactado a mano.

además se anotan el descenso de cono de las mezclas compactadas manualmente y el tiempo en segundos que se vibraron las compactadas por vibración; la densidad del hormigón de cada dosificación a los 28 días; la fracción de poros de cada hormigón determinada sobre la base de densidad del hormigón y del peso específico del mismo molido; la relación agregado cemento en peso, y la relación pasta árido en volumen, incluído en la primera el volumen de poros.

Además de los resultados de la Tabla XI se tuvieron en cuenta, para hacer el estudio final del problema, resultados de ensayos disponibles en IDIEM de otras fuentes, realizados con cemento y árido del mismo tipo[15,16,17].

El módulo de elasticidad de los áridos fue de 58.7 KN/mm² para la andesita y de 60.8 KN/mm² para el pórfido granodiorítico.

En la Fig. 4 se presentan los valores experimentales de los módulos del hormigón en función de su resistencia.

Interpretación

Una simple observación del conjunto de valores desplegados en la Fig. 4 deja en claro que los módulos de los hormigones son significativamente más altos que los de los morteros y éstos más altos que los de las pastas de cemento, a igualdad de resistencia.

Aun, dentro del conjunto de valores de los hormigones, parecen ser más altos los módulos cuanto mayor es la razón agregado cemento o, lo que es equivalente, el volumen absoluto de árido en relación con la pasta, también a igualdad de resistencias. Estas diferencias están de acuerdo con las conocidas leyes de variación del módulo de elasticidad de los materiales compuestos[18,19], que establecen que el módulo del compuesto aumenta al crecer la proporción del componente de módulo mayor; en este caso, los áridos en comparación con la pasta de cemento.

Sin embargo, de los datos del presente traba-

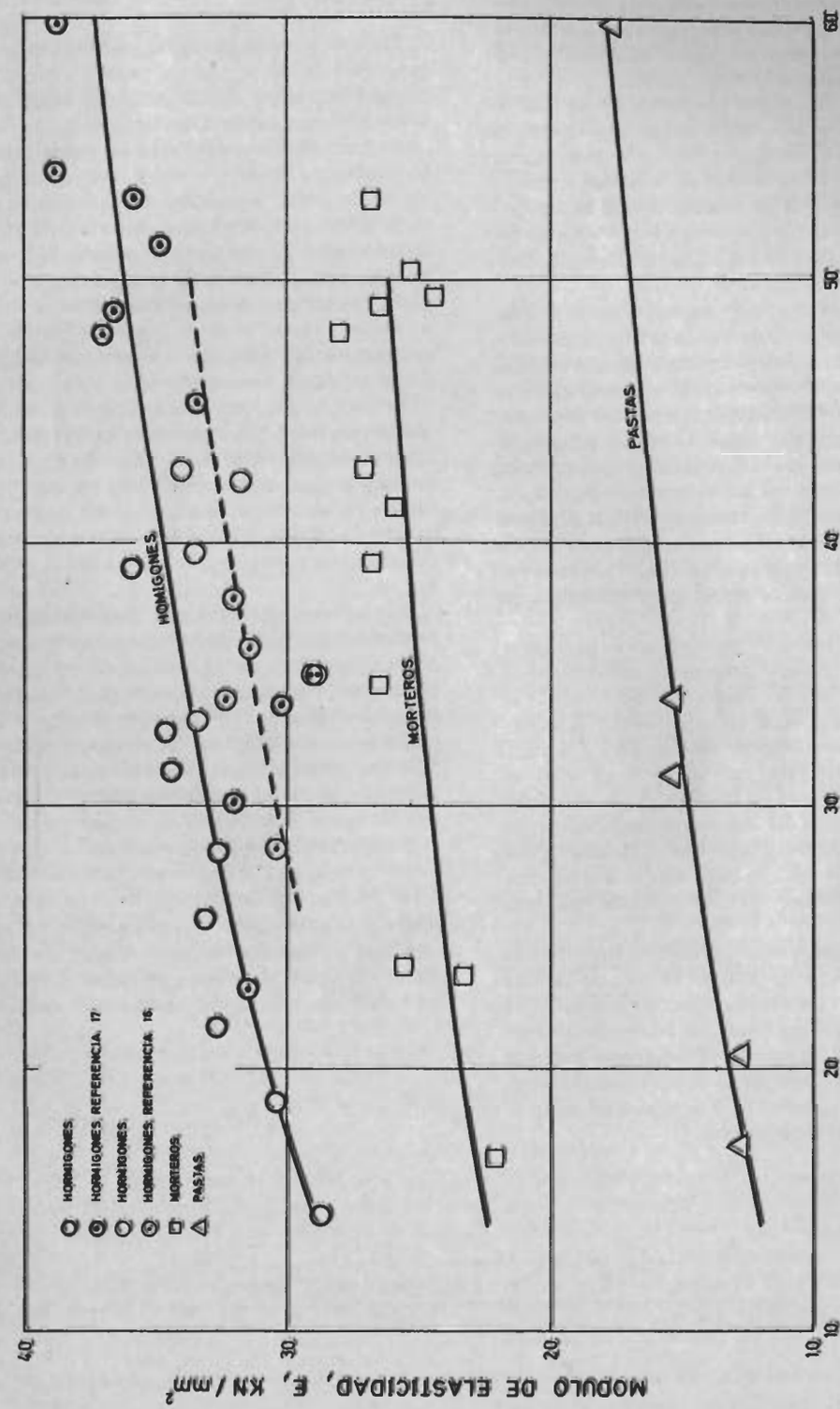


Fig. 4. Resultados experimentales y curvas de correlacion entre las resistencias, R, y el módulo de elasticidad, E, para hormigones, morteros y pastas.

jo no se desprende una evidencia clara, ni en calidad ni en cantidad, como para dar por probado que aumenta el módulo al aumentar la proporción de áridos en el hormigón.

Se hizo un análisis estadístico de los resultados, cuyos detalles se omiten en beneficio de la brevedad. Se ajustó una expresión exponencial a cada uno de los grupos reconocidos como diferentes. Las curvas representativas de esas expresiones se han trazado en la Fig. 4 y hacen ver claramente las diferencias que habíamos señalado antes.

Dentro del grupo de los hormigones se separaron dos subgrupos: uno con una proporción de árido mayor que 4 y el otro con una proporción igual o inferior a 4. Ambos se analizaron aparte. La curva del primer subgrupo es casi coincidente con la del grupo completo y no se ha trazado en la Fig. 4; la del segundo, en cambio, es distinta, como se ve, en líneas de puntos, en la Fig; Sin embargo, como el número de datos de este subgrupo es pequeño y como el coeficiente de correlación de la curva obtenida es débil, no hay base suficiente para formular una conclusión.

Las resistencias de los hormigones considerados en este trabajo abarcan un campo que va desde 14.5 N/mm^2 hasta casi 60 N/mm^2, es decir, una amplitud de escala de 4.1. Los módulos correspondientes van de 28.7 KN/mm^2 hasta 38.7 KN/mm^2, un aumento de 1.35 veces. Este crecimiento del módulo es del orden de la raiz quinta del incremento de la resistencia. En las relaciones estadísticas calculadas la dependencia del módulo con respecto a la resistencia es en función de una potencia más baja que 1/5 ($\approx$ 0.17).

Estas cifras, si bien no pueden extenderse a condiciones que se aparten mucho de las que primaron en las experiencias, constituyen una buena indicación de que los aumentos del módulo con la resistencia son bastante menores que los que se aceptan en las principales normas, a saber, en proporción a la raiz cuadrada o la raiz cúbica de la resistencia.

CONCLUSIONES

Las experiencias realizadas, complementadas con datos de otras fuentes, mostraron que la composición de la mezcla tiene una influencia primordial en el módulo de elasticidad.

Así, son claramente mayores los módulos del hormigón que los del mortero y los de éstos que los de la pasta, a igualdad de resistencia a la compresión. Hay diferencias del orden de 25% entre hormigón y mortero y de cerca de 40% entre éste y pasta. Dentro del grupo de los hormigones hay indicios de que el módulo aumenta al aumentar la relación árido cemento, pero esta tendencia queda atenuada dentro de las dispersiones experimentales.

En cada uno de los grupos el módulo aumenta con la resistencia. El incremento va en relación con aproximadamente la raiz quinta de la resistencia y es, por lo tanto, inferior a los que se aceptan en las normas más conocidas y utilizadas, como ACI, CEB, BSI y DIN, que los suponen proporcional a la raiz cuadrada o a la raiz cúbica.

Los valores obtenidos, por derivarse de determinaciones experimentales, tienen validez plena sólo dentro de las condiciones en que se obtuvieron, pero se estima que pueden aplicarse a cualquier tipo de hormigón con la única limitación que los áridos sean de similar naturaleza ó, mejor dicho, tengan módulo de elasticidad semejante al de las andesitas o pórfidos granodioríticos que se emplearon en el presente caso.

Como conclusión final consideramos que el mejor criterio para estimar el módulo de elasticidad del hormigón en función de su resistencia media a la compresión cilíndrica es asignar un valor fijo para cada clase de resitencias. Con los áridos utilizados en estas experiencias o similares a ellos, recomendamos los siguientes valores:

$\bar{R}$, N/mm^2	16 a 30	>30 a 40	>40 a 50	>50
$\bar{E}$, KN/mm^2	28	30	32	34

Estos valores son aplicables a hormigones; para morteros deben reducirse al 75% y para pastas de cemento al 45%.

BIBLIOGRAFIA

INN, NCh 429. Hormigón armado, 1° parte.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318-77, Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI Manual of Concrete Practice, 1978 Parte 2.

PAUW, A. Static modulus of elasticity of concrete as affected by density. Journal of the American Concrete Institute, Proceeding vol. 57 n° 6 (diciembre 1969), pp. 679-687.

WALKER, Bulletin 5, Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1920.

GATICA, M. Estudio del módulo de elasticidad del hormigón en función de su resistencia y su composición. Memeoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 1979.

DIN 1045. Hormigón y hormigón armado. Cálculo y realización. IRAM, Buenos Aires, 1979, p. 96.

GRAF, O. Bezichungen zwischen Druckfestigkeit und Druckelastizät des Betons bei zulässiger Anstrengung desselben. Beton u Eisen, vol. 22, cuaderno 1 (enero 1923), pp. 4 y 5.

GRAF, O. Deutscher Aussuchuss für Stahlbeton Heft 113, 1954, pp. 64-65.

NOBLE, P.M. The effect of aggregates and other variables on the elastic properties of concrete. Proceedings ASTM, vol. 31, Parte 1 (1931), pp. 399-426.

BSI, British Standard, the structural use of concrete. BSI, CP 110, parte 1 (1972).

IDIEM. Informe interno.

OROZCO, O. informe interno. Sección Geología Aplicada, Departamento de Obras Civiles. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 1978.

NEVILLE, A.M. Properties of concrete. Pitman Publishing 1977, Londres, pp. 159-161 y 584.

TECHNICAL COMITTEE 14 CPC. Méthodes d'essai des bétons. n° 8 module d'elasticité du béton en compression. Materiaux et Constructions, vol. 5, n° 30 (1972) pp. 405-407.

GOMEZ, E. y YAÑEZ, F. Ensayo a la flexión de una viga de hormigón precomprimido de tamaño natural. Revista del IDIEM, vol. 15 n° 3 (diciembre 1976), pp. 115-138.

IDIEM, informe interno.

CIPRIANO, H. El efecto de los sperplastificantes en la trabajabilidad del hormigón. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago 1981.

TORBEN, C.H. Theory of multiphase materials, applied to concrete, mortar and cement paste. Proceedings of an International Conference. Londres, septiembre 1965.

POPOVICS, S. y ERDEY, M. Estimation of the modulus of elasticity of concrete like composite material. Materiaux te Constructions, vol. 3 n° 16 (1970) pp. 253-260.

MODULUS OF ELASTICITY OF CONCRETE

SUMMARY: The elasticity modulus of concrete within an ample range of mix proportions and strengths was measured in order to get a good practical estimation of this value for normal cement and aggregates and to compare the results with the recomended values of different nacional standards.

SUMMARY:

The elasticity modulus of concrete within an ample range of mix proportions and strengths was measured in order to get a good practical estimation of this value for normal cement and aggregates and to compare the results with the recomended values of different nacional standards.

PUBLICACIONES DE LA DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

Nº

1. Pavimentación de las R.N. 33 y 226. Convenio entre la D.V.B.A. y la D.N.V., 1957.
2 y 3. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Decreto ley 17.861 y decreto reglamentario 21.280, 1957; 2ª ed., 1960, agotada, 3ª ed. 1966.
4. Clasif. de mat. para subr. del H.R.B.: su correl, con el valor sop. de California e interpr. Dr. C. L. Ruiz, 1958, 2ª ed. 1960.
5. Estudio de la red prim., secund. y total de caminos de Buenos Aires. Ing. E. Humet, 1958, 2ª ed., 1964.
6. Vigas continuas con momento de inercia variable. Ing. L. J. Rozycki, 1959, agotada.
7. Mesa redonda sobre el plan vial de la provincia de Buenos Aires. 1959-1963. 1958, 2ª ed., 1961, agotada.
8. Autarquía de la D.V.B.A. Decreto ley 7.823; decreto reglamentario 17.486. Nueva ed., 1959, agotada.
9. I Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1959, 2ª ed., 1962. Dimensionado de pavimentos flexibles de Texas y California y su comparación con el procedimiento del C.B.R. utilizado en la Prov. de Buenos Aires. Ing. J. M. Lockhart. Método para determinar la homogeneidad de la mezcla en la construcción de bases y subbases de suelo cemento. M.M. de O. R. A. Duarte. El estudio de los suelos para subrasantes. Criterio adoptado por el laboratorio de la D.V.B.A. Agrim. C. F. Marchetti.
10. Ley de caminos, cercas y tranqueras. Nueva edición, 1960.
11. Concentr. crítica de "filler", su origen y signif. en la dosif. de mezclas asfál. Dr. C. L. Ruiz, 1960, 2ª ed., 1966.
12. Características físicas de los suelos y sus relaciones. Ing. V. Carri, 1960, 2ª ed., 1966.
13. II Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1960, agotada. Algo sobre la red vial de segundo orden de la provincia de Buenos Aires. Ing. J. R. Villar. Costo de los usuarios de caminos en la prov. de Buenos Aires. Ing. E. F. Weber y Agrim. C. A. Peña. Método para obtener relaciones de humedad-densidad. Sr. R. O. Tejo. Rango de suficiencia para carreteras. Ing. E. F. Weber.
14. Normas técnicas de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. 2ª ed., 1961.
15. Alcantarillas tipo. Departamento de Estudios y Proyectos. 1961, 2ª ed., 1966.
16. Nota sobre el comportamiento práctico de materiales "subnormales" para bases de pav. Dr. C. L. Ruiz, 1961.
17. III Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1961, agotada. Ensayo de estab. mediante el penetrómetro de cono. Ing. F. J. Lilli. Bases de tosca. Una solución y un problema. Ing. R. G. de Sousa. Hacia una reforma sustancial del régimen de adjud. de obras viales por contrato. Dr. J. A. Migoni e Ing. J. R. Villar. La influencia del agreg. de cal a las mezclas de suelo-cemento. M.M. de O. R. A Duarte y Agrim. C. F. Marchetti. Indices de prioridad para la inversión de los fondos de conserv. en la red pavim. Ing. L. R. Luna. Predicción del tránsito vial en la R. Argentina. Ing. E. F. Weber y Agrim. J. A. Bilbao. Alcantarillas prefabr. Ings. L. R. Luna y P. García Gausi. La estabilización de suelos con cal en el Estado de Texas. Sus posibil. en la prov. de Buenos Aires. Ing. F. J. Lilli.
18. La estabilización de los suelos por medio del cemento. Ing. R. Peltier, Traduc., 1962.
19. Consideraciones sobre la constitución, ejecución, comportamiento y degradación de las capas de base, por acción del tránsito pesado y la intemperie. Ing. J. Durrieu, Traduc. 1962.
20. Introducción a la ingeniería de tránsito. Ing. W. T. Jackman. Traduc. 1962.
21. Función del Laboratorio de Ensayos de Mat. en los Dep. Viales de los EE.UU. Agrim. C. F. Marchetti, 1962.
22. Promoción Vial Municipal. Encuesta sobre organización vial en las comunas. Ing. F. E. Poggio, 1962, agotada.
23. Diseño estructural de pavimentos flexibles. Ing. F. J. Lilli, 1962.
24. Interpretación osmótica del hinchamiento de los suelos expansivos. Dr. C. L. Ruiz, 1962.
25. Previsiones para la seguridad y rapidez del tránsito. Ley 6.312. Agotada. Actualizada por Pub. Nº 59.
26. Grandes Rutas del Plan Vial 1963. 1962, agotada.
27. Problemas de la adhesividad en la técnica de los revestimientos carreteros. Ing. J. Bonitzer, 1962.
28. IV Concurso de Trabajos sobre Temas viales, 1962. Determ. de los vacíos en las mezclas asfál. en forma directa. Agrim. P. R. Sosa y Téc. Quím. N. O. Ferrari. Investig. de las desviaciones individuales entre operadores, su comparación con un operador automático en las medidas del ensayo Marshall. Agrim. J. Ruiz. Interpr. del ensayo "Equivalente de arena". M.M. de O. R. A. Duarte y Agrim. C. F. Marchetti. Hormigón pretensado. Tentativas, recom, y aplicación. Ing. P. García Gausi. El camino de tierra y su circunstancia bonaerense. Ing. J. R. Villar. Apuntes sobre manten. preventivo de máq. viales. Sres. A. R. Cangelosi y P. S. Cuomo.
29. Segundo simposio del Equipo Vial, 1962.
30. Consid. acerca de la reunión intern. sobre diseño estruct. de pav. flex., en Ann Arbor, EE.UU. Dr. C. L. Ruiz, 1963.
31. Distribución del tránsito. Ing. R. A. Montalvo, 1963.
32. Inspección de materiales con detectores electromagnético. Ings. R. S. Blanco y J. V. Dreizzen, 1963.
33. Vigas continuas con momento de inercia variables de sección a sección del mismo tramo. Ing. J. Petruzzi, 1963.
34. Mesa redonda sobre banquinas. Trabajos, experiencias, investigaciones. 1962.
35. Observaciones sobre las exigencias y contralor de la compactación de las subrasantes. Dr. C. L. Ruiz, 1963, agot.
36. Puente arco laminar rígido. Ings. C. J. Luisoni y A. A. Giacobbe, 1963.
37. Catálogo de la Biblioteca Técnica René A. Féminis, 1963.
38. V Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1963. Tramos experimentales de bases construidas con granito desintegrado. Ings. F. J. Lilli y R. R. Barrientos. Sugerencias extraídas del estudio y comienzo de constr. de una obra cuyo llamado a licitación fue hecho por el procedim. "Tabla de Valores de Precios Unitarios". Ing. J. M. Kenny. Estudio de la correlación entre las medidas de estabilidad de suelos finos obtenidos en los ensayos de Valor Soporte California (C.B.R.) y penetrómetro de cono. Sr. R. T. Santángelo. Agrimensura vial. Métodos en relacionam. y planim. Agrim. E. A. Rotsche. Costos unitarios de transp. sobre camiones. Ing. M. Yuffe y Agrim. N. Lamotta. Bases para un proy. de especific. sobre motoniveladoras. Ings. J. V. Dreizzen y R. S. Blanco. Influencia de las caracter. del suelo en la dosific. de mezclas de suelo-cemento. Mapa tentativo de los porcentajes óptimos de cemento para la dosific. de mezclas de suelo-cemento en la Prov. de Buenos Aires. Sres. A. H. Delorenzo y O. R. Ocampos. Hacia un horizonte. Ing. E. A. Petrucci y Sr. C. Novoa. Ensayo sobre el tránsito en la ciudad de B. Blanca. Sr. J. Lis. Obras licitadas por el Sistema de Tablas. Ings. R. Meneses y H. Claudio.
39. Accesos a centros urbanos. Ing. E. A. Petrucci, 1964.

Nº

40. Program. de obras y proy. por el mét. P.E.R.T. "Critical Path Method". Ing. J. M. M. Corvalán, 1964, agotada.
41. Construcción de caminos por el sistema de peaje. Ing. J. D. Luxardo, 1964, agotada.
42. Tipos y causas de fallas en los pavimentos de carreteras. Ing. F. N. Hveem, Traduc., 1964.
43. Problemas de diseño y comport. de pavim. en la Prov. de Buenos Aires. Ings. J. M. Lockhart y F. J. Lilli, 1964.
44. Alcantarillas prefabricadas para obras de arte menores. Ings. L. R. Luna y P. García Gausi, 1964.
45. VI Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1964. Análisis crítico del Régimen de Coparticip. Vial Munic. de la Prov. de Buenos Aires. Ing. J. R. Villar. Las soluciones para la reconstr. de los pavim. de hormigón y el problema de las cargas de la estruc. vial. Ing. L. A. Cardozo. El uso del amianto como "filler" en las mezclas asfál. de tipo superior. Téc. Quím. N. O. Ferrari. La Contrib. de Mejoras en la Ley de Vialidad de la Prov. de Buenos Aires. Agrim. Juan A. Urrutia. Estudio sobre volúmenes de tráns. en caminos de la red vial de la Prov. de Buenos Aires. Agrims. J. A. Bilbao y E. Bandel. Hormigón pretensado. Algunas secc. típicas de hormigón pretensado. Ing. P. García Gausi. La red troncal vial de la Prov. de Buenos Aires. Agrim. C. D. Craig.
46. Presentación y comen. sobre los Diagramas Shell 1963 para el diseño de pavim. flexibles. Dr. C. L. Ruiz, 1964
47. Hormigón pretensado. Tentativa, recomendaciones y aplicación. Ing. P. García Gausi, 1964.
48. Criterio de calidad y bases para la adq. de cales destinadas a la corrección y estabiliz. de los suelos. Ing. F. J. Lilli, 1965.
49. Sobre el cálculo de espesores para refuerzo de pavimentos. Dr. C. L. Ruiz, 1965.
50. Apuntes sobre mantenimiento preventivo de máquinas viales. Sres. A. R. Cangelosi y P. S. Cuomo, 1965.
51. La utilización de arenas con ligantes bituminosos. Ing. V. Lelú. Traduc., 1965.
52. Algunas normas para la selección del tipo de intersección a diferente nivel. Ing. J. M. M. Corvalán, 1965.
53. II Congreso Vial Municipal: 153 ponencias, 28 monografías, 14 peticiones, discusiones, etc. 1965.
54. Canalización de intersecciones a nivel. Ing. J. M. Corvalán, 1965.
55. Interpret. de las fallas de las carp. asfált. por resiliencia. Influencia de la fase gaseosa en el comport. bajo carga de los materiales compresibles. Dr. C. L. Ruiz, 1965.
56. VII Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. Estudio de velocidad en caminos de la prov. de Buenos Aires. Ing. M. Leiderman y Agrim. J. A. Bilbao. Estudio sobre limitación de veloc. en la ruta Nº 73. Téc. J. Lis. Hormigón preten. Suger. y alcances. Ing. P. García Gausi. Agrimensura vial. Taquimetría y triangulación. Agrim. E. A. Rotsche. Sobre mejoram. y consolid. de caminos de tierra. Ing. L. A. Cardozo. Igualdad de dos métodos de análisis económico. Alumnos Escuela de Ingen. de Caminos. 5ª prom. La expropiación. Sr. O. D. García.
57. Interpret. ensayo Marshall. Relac. estabil.-fluencia. Aplicación a las mezcl. asfálticas no convenc. y al criterio de calidad. Dr. C. L. Ruiz, 1966.
58. Ley General de Expropiaciones Nº 5708. 1966. Agotada. Actualizada por Public. Nº 73.
59. Ley Nº 6312. Previsiones para la seguridad y rapidez del tránsito en la provincia de Buenos Aires, 1966.
60. Tendencias actuales en la construcción de puentes. Ing. A. A. Giacobbe, 1966.
61. Acerca del cálculo de los pilotes y paredes empotr.- en el suelo, según el Prof. Snitko. Dr. Ing. Ch. Cristow, 1968.
62. La disminución del fondo de caminos. Dr. J. A. Migoni, 1966.
63. Sistemas de transporte urbano y normas para su funcionamiento. Ing. A. García Baldizzone, 1966.
64. Cuarto Simposio del Equipo Vial. Cinco artículos sobre el tema, 1966.
65. Autopistas. Soluciones para sus intersecciones. Ing. J. M. M. Corvalán, 1966.
66. VIII Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1966. Hacia una posible incorp. de ensayos y métodos modernos de diseño en los laborat. de obras. Ing. C. Francesio. Algunas soluciones a los probl. que plantea la determin. de la densidad de equilib. en base al método de la razón de compact. Proyecto de la norma. Ing. R. T. Santángelo. Iluminación en intersec. Ing. H. Claudio. Los fenóm. hipnóticos como causa de accid. de tránsito. Dr. I. M. Glizer. Determin. de la resist al deslizam. en los caminos paviment. de la red provin. Agrim. J. Yáñez. Hormigón pretensado. Deformac. e interpret. Ing. P. García Gausi.
67. Tránsito. Considerac., estudio y análisis técnico del reordenam. de la ciudad de B. Blanca. Téc. J. Lis, 1967.
68. Conservación de caminos en EE.UU. y Canadá. Ing. L. R. Luna, 1967.
69. Diagramas. Líneas de infl. y momentos flect. en vigas continuas y estruct. aportic. Dr. W. Valentin, 1967.
70. Equipamiento vial de las comunas, 1967.
71. La estabil. de suelos con cal en Texas. Sus posibil. en la Prov. de Buenos Aires. Ing. F. J. Lilli, 1970.
72. Consorcios camineros. Decreto 4876/967, 1967.
73. Ley General de Expropiaciones Nº 5708/952 y sus modificaciones, 1967.
74. Vigas continuas y estructuras aporticadas. Ejemplos analítico-numéricos de cálculo. Ing. L. Rozycki, 1968.
75. Soluc. a los probl. que plantea la determin. de la densidad de equil., en base al mét. de la razón de compact. Ing. R. T. Santángelo, 1967.
76. IX Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1967. Análisis del proy. de mezclas para bases granulares cementadas. Fundam. para fijar un crit. de calidad. Ings. N. Villabona de Suárez y R. T. Santángelo. Neces. de recursos constantes para finan. la obra vial en la prov. de Buenos Aires. Cont. J. R. Fredes y Sr. H. E. Toffoletti. Patología vial. Dr. I. M. Glizer. Hormigón preten. Razón e interpret. de las experien. de orientación para medir las deform. sobre probetas. Ing. P. García Gausi.
77. Vigas empotr. en ambos extremos y viga continua de 5 tram. con mom. de inercia variab. Ing. L. J. Rozycki, 1968.
78. Recubrimiento de hormigón. Ing. M. E. Aubert, 1968.
79. Métodos y normas de diseño de plazas de peaje. Ing. E. Ogueta, 1968.
80. Predicciones de tránsito para obras viales financiadas por el sistema de peaje. Ing. E. Ogueta, 1968.
81. Organización y administración de entes de peaje. Ing. E. Ogueta, 1968.
82. Tablas de funciones hiperbólicas del 0,001 al 10.000. Dep. Estudios y Proyectos, 1968.
83. Abacos de flex. simple, mét. de rotura, para secc. circul. con armad. simétr. Ing. H. M. Somenson y Sr. Raúl O. Boada, 1969.
84. X Concurso de Trabajos sobre Temas viales, 1968. El transp. de suelos en la ejec. de la obra básica. Ing. C. Francesio. Un análisis de los accid. de tránsito. Agrims. E. Bandel y J. Yáñez. La clotoide. Ing. E. A. Petrucci. Las técnicas del hormigón pretens. en las obras del futuro. Ing. P. García Gausi. Censo de origen y destino de tránsito de B. Blanca. Agrim. C. A. Lavoarto Prefabric. parcial en secc. mixtas de hormigón precompr. y armado para la construc. de alcantarillas y puentes menores. Ings. H. M. Somenson y E. M. Sánchez y Sr. R. O. Boada.
85. Ensayo dinámico de pavimentos mediante propogación de ondas. Ing. Martín Bruck, 1969.
86. Influen. de los voladizos en los mom. flect. de las placas de puentes. Ings. L. Rozycki y H. M. Somenson, 1969.
87. Régimen legal, económico y financiero de los contratos administrativos en Francia. Dr. H. Dolgopol, 1969.

Nº

88. De la Contribución de Mejoras, 1969.
89. XI Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1969.Rendimiento de equipos viales. Arq. L. A. Magram.
90. La comput. en apoyo técn. Diseño y cómp. del camino. Ings. J. C. Gonzalo y S. Mitidieri, Agrim. N. Chisari y Sr. R. De La Portilla, 1970.
91. Normas a observar en el tránsito. Sr. F. Holoubeck, 1970.
92. Educación vial para docentes. Comité de Seguridad en el Tránsito, 1970.
93. Ensayos estáticos y dinámicos de un puente pretensado. Ings. A. Huber, C. Torregiani y H. Cervera, 1970.
94. XII Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1970. La escoria de altos hornos en el diseño de un pavim. rígido. Ing. C. Francesio. Aspectos económ. del transp Ing. J. C. Gonzalo. La computadora en apoyo técnico. Diseño y cómputo del camino. Ings. J. C. Gonzalo y S. Mitidieri, Agrim. N. Chisari y Sr. R. De La Portilla, 1970.
95. VI Simposio del Equipo Vial. 1971. Equipos necesarios para estudios de tránsito. Agrim. C. M. Morelli. Análisis de tensiones en el diseño estructural de la maquinaria vial. Ing. H. D. Basso. Evaluación de cargadores frontales montados sobre neumáticos. Dr. E. Wehrill. Algunas consid. sobre preparación de especific. técnicas para licitac. de equipos viales para organismos del Estado nacional. Ing. L. Farberoff. La utiliz. de turbinas de gas como plantas de poder en la maquinaria vial. Ings. O. Frattini y V. R. Bertuccio. Técnicas y equpios actuales para el aserrado de juntas en los pavim. de hormigón. Ings. A. S. C. Fava y J. Zuker.
96. Análisis teórico de la composición de las intersecciones a distinto nivel. Traducción, 1972.
97. XIII Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1971. La fisuración refleja en las capas asfálticas. Ing. C. Francesio. Ensayo de un sistema para el diseño, cálculo planim. y cómputo de superf. de una rotonda circular con apoyo de la comput. electrónica. Agrim. O. H. Grandi.
98. Concurso de Dibujos sobre Educación Vial. 1971.
99. XIV Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1972. Evaluación econ. de dos proyec. alternat. Agrims. E. Bandel y J. Yáñez. Una metodol. para el dimens. de apoyos de neopreno en puentes. Ing. R. Igolnikow. Censo de cargas en tránsito. Sr. J. Lis. La sistematiz. electrónica de datos en el control de la gestión de la obra vial. Agrim. A. Magram, Sr. R. Rodríguez y Sra. O. E. Colombo. Nuevos aspectos en materia de derecho administr. disciplinario con motivo de la vigencia de la ley 7575. Dr. O. H. Suriani.
100. Ley de autarquía de la D.V.B.A., Nº 7943/972 y su Reglamentación Nº 922/73, 1973.
101. Estructura orgánico-funcional de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, 1973.
104. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Decreto-Ley 8071 y su Reglamentación, Decr. 5048.
105. Seminario sobre medios y objetivos de la obra vial. Julio 1977.
106. Plan Vial 1977-979, junio 1977.
107. Actividad Vial (lapso abril/977 - abril/979).
108. La infraestructura vial y el proceso económico Ing. R. M. Agüero Olmos, octubre 1979.

OTRAS EDICIONES

Plan vial de la provincia de Buenos Aires. Años 1959-1963. Tomos I y II. Síntesis, memoria, etc. 1º, 2º, 3º ed.
Primer Simposio de Banquinas, 1959.
Segundo Simposio de Banquinas, 1960.
Normas Técnicas de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, 1961.
Primer Simposio del Equipo Vial, 1960, agotado.
Cálculo gráfico de cotas medias de base de terraplén y préstamos. Ing. M. A. Fornari, 1936.
Planilla para cálculo de movimiento de tierra, 1936.
Trazado de curvas espirales. Ing. M. A. Fornari, 1936.
La Zona Escuela de la Dirección de Puentes y Caminos de la Provincia, en Mercedes. Ing. L. O. Laura, 1934.
Día del Camino, 1960.
Boletín Bibliográfico, mensual, números 1 al 202.
Revista "Vialidad", trimestral, números 1 al 84.