

CARRETERAS

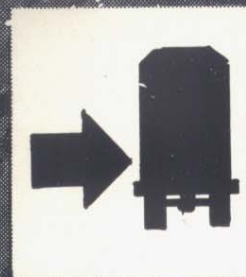
ISSN 0325 0296

Asociación Argentina de Carreteras

Año XXI / N° 77 / ENERO - MARZO 1976



POR MAS Y MEJORES CAMINOS



**Los caminos
de hormigón
son los que recorren
más futuro.**

INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO

San Martín 1137 - Buenos Aires

SECCIONALES: CORDOBA: Av. Gral. Paz 70, Córdoba - **TUCUMAN:** 25 de Mayo 30, San Miguel de Tucumán -
LA PLATA: Calle 48 N° 632, La Plata - **ROSARIO:** San Lorenzo 1047, Rosario - **MENDOZA:** San Lorenzo 170,
Mendoza - **SAN JUAN:** Ignacio de la Roza 194, Oeste, San Juan - **BAHIA BLANCA:** Luis María Drago 23, Bahía
Blanca - **CORRIENTES:** Catamarca 1515, Corrientes - **NEUQUEN:** Av. Argentina 251, Neuquén - **DEPARTAMENTO**
DE INVESTIGACIONES: Capitán Bermúdez 3958, frente Acceso Norte, Partido de Vicente López. Pcia. de Bs. Aires.



**PARA LAS RUTAS
ARGENTINAS**

MEJORADOR DE ADHERENCIA PARA ASFALTO

**ADITIVO AMINICO
ADROG**

EMULSIONES ASFALTICAS CATIONICAS CON

**EMULSIVO
ADROG-E**

FABRICANTE:

DROGACO INDUSTRIA QUIMICA S.A.

Dr. IGNACIO ARIETA 3922/44 - Tel. 651-0790/0229

SAN JUSTO - F.C.D.F.S. (Prov. Bs. As.)



SOCIEDAD ANONIMA COMPAÑIA ARGENTINA DE SEGUROS

Paseo Colón 823 — Buenos Aires

Tel. 33-9625-5588

30-1136-8464-2708

La ruta de máxima seguridad.

AL SERVICIO DE TODAS LAS
EMPRESAS CONSTRUCTORAS
DEL PAIS



Revista técnica trimestral editada por la ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS — Adherida a la Asociación de la Prensa Técnica Argentina. — Registro de la Propiedad Intelectual N° 1.305.406 — Concesión Postal del Correo Argentino N° 5.942. — (Franqueo Pagado) Interés general, concesión N° 5.426. — Dirección, Redacción y Administración: Paseo Colón 823, p. 7º, Buenos Aires, Argentina. — Teléfono: 30-0889. — DIRECTOR Ing. EZEQUIEL OGUETA. — SECRETARIO DE REDACCION: Sr. JOSE B. LUINI.

EDITORIAL

La vialidad argentina en crisis

El país enfrenta y sufre las consecuencias de una crisis que afectó a todos los órdenes de su desenvolvimiento: moral, económico, social y político.

No podía escapar al deterioro que ha sufrido el patrimonio económico de la Nación, la red caminera argentina.

Reiteradamente esta Asociación advirtió a las autoridades de la Nación sobre las consecuencias que provocaría la errónea política vial en aplicación.

La realidad era que no existía ninguna política vial y la voracidad fiscal, en su desesperada búsqueda de recursos para destinar a Rentas Generales, continuó desvirtuando los sabios objetivos de la Ley Nacional de Vialidad N° 11658, que desde el año de su sanción en 1932 había posibilitado la obtención de recursos genuinos y suficientes para la construcción de la red vial argentina.

Los fondos aportados indirectamente por los usuarios de los caminos, a través de los gravámenes a los combustibles, lubricantes, cubiertas y transferencias de automotores, tenían su legítimo destino al constituir los recursos de Vialidad Nacional y las vialidades provinciales.

Desgraciadamente esos conceptos se fueron desvirtuando con sucesivas modificaciones de aquella ley, llegándose a la triste realidad vivida en 1975, en que sólo se destinó a la actividad vial poco menos del 28 % del impuesto a los combustibles, ingresando el 50 % a Rentas Generales de la Nación y el saldo fue distribuido entre el Fondo Nacional de la Energía y los ferrocarriles.

Para 1976 las perspectivas son catastróficas. Los estudios realizados en enero en la Dirección Nacional de Vialidad sobre la base de las previsiones del presupuesto nacional elevado al Congreso de la Nación a fines de 1975, llegan como conclusión a un déficit del orden de los 82.000 millones de pesos.

En ese estudio se ha previsto la inversión a realizar para la ejecución de las obras contratadas, los trabajos de conservación y mantenimiento de la red vial y los gastos de fun-

SUMARIO

	Pág.
EDITORIAL: LA VIALIDAD ARGENTINA EN CRISIS	3
TECNICAS EUROPEAS EN LA CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES. Por el Dr. Ing. Juan A. Fernández del Campo y de las Cuevas	5
ESTUDIO DE LABORATORIO Y EN TRAMO EXPERIMENTAL DE ASFALTOS PARA PAVIMENTACION OBTENIDOS DE PETROLEOS NACIONALES. Por el Dr. Jorge O. Agnusdei	9
INFORMACIONES DE VIALIDAD NACIONAL .	14 y 15
METODO PARA LA DOSIFICACION DE CONCRETOS ASFALTICOS CONVENCIONALES PARA TAMAÑO MAXIMO, IGUAL O MENOR A 25 MILI-METROS. Por la Ing. Yolanda R. Rivara de Ronchi y el Téc. Oscar F. M. Llano	17

cionamiento de la repartición, que, se han calculado en 24.900 millones de pesos.

Para dar una idea clara de la gravísima situación imperante, basta señalar que sólo los gastos de funcionamiento son superiores al total de recursos previstos. Resulta entonces que con las previsiones actuales, sólo está cubierto un funcionamiento precario durante 3 ó 4 meses.

Las consecuencias directas de este estado de cosas se reflejan en el panorama que ofrecen hoy las obras viales en ejecución: se hallan paralizadas el 85 % de las obras contratadas por Vialidad Nacional, desarrollándose las restantes con ritmo reducido e irregular y siendo prácticamente nulos los trabajos de conservación.

Esta situación se reproduce en las provincias, por lo que la generalización de este caótico estado afecta profundamente la industria de la construcción vial y se vislumbra ya su destrucción a breve plazo, con su secuela social y el irreversible proceso de desmantelamiento de las plantales humanos y mecánicos de las empresas, cuya recomposición requiere años de dedicación y un clima que restituya confianza y seguridad.

Este cuadro tan desalentador se agrava más aún por el abandono de las obras de conservación y mantenimiento de las redes de caminos nacionales y provinciales, provocado por la falta de recursos, y que conducirá al total deterioro de dichas redes.

Es sabido que más del 80 % del transporte total de cargas del país es realizado por camiones, correspondiendo un 12 % a los ferrocarriles y el saldo a los restantes medios de transporte en conjunto.

El estado de postración e ineficiencia de las redes y material rodante y de tracción de los ferrocarriles, de acuerdo a las manifestaciones públicas del último titular de Ferrocarriles Argentinos, es de tal magnitud que poco puede esperarse de su aporte frente a una reactivación de la economía en general y, particularmente, de la producción agropecuaria.

Enfrentando el país una delicada situación derivada de sus compromisos con el exterior, constituye una prioridad absoluta promover al máximo las exportaciones con miras a lograr la inversión de la tendencia de la balanza de pagos.

Ello sólo puede lograrse en forma relativamente rápida a través del sector agropecuario.

Resultará entonces fundamental contar con una organización adecuada del transporte carretero, que está en condiciones de atender los requerimientos de esta reactivación.

En las condiciones actuales, que se han expuesto en su cruda realidad, es imprescindible que el Estado encare con la máxima premura la preservación de la red caminera existente. Cada minuto que transcurre sin que ello ocurra aumenta la pérdida de ese enorme patrimonio nacional, producto de más de 40 años de ardua labor.

Ya puede estimarse en más de 10.000 Km. la longitud de caminos pavimentados en estado de avanzado deterioro, lo que implica su destrucción en breve plazo de no tomarse medidas inmediatas.

En efecto, el proceso de degradación avanza en progresión geométrica por la acción combinada de factores climáticos y exceso de cargas, por la falta casi total del debido control.

La Asociación Argentina de Carreteras debe alertar a las autoridades nacionales sobre la verdadera situación actual en materia vial.

Su objetivo es "por más y mejores caminos". Tanto más debe lanzar esta advertencia cuando en el momento presente, la realidad argentina sólo ofrece la perspectiva de disminuir en forma acelerada la longitud de su red pavimentada.

En momentos en que el país asiste esperanzado al reencauzamiento de la Nación en todos sus órdenes, esta Asociación desea dar a estos comentarios el carácter de un aporte constructivo, con la más absoluta convicción que el problema expuesto no admite dilaciones, por la gravedad de sus implicancias directas en el cuadro de la economía nacional.

Su solución está en el retorno a las disposiciones de la Ley Nacional de Vialidad, destinando la totalidad de los gravámenes a los combustibles, lubricantes y cubiertas, a la actividad vial del país.



LINEA DE PRODUCCION

EMULSION ANIONICA Y
CATIONICA SUPERESTABLE

EMULSIONES CATIONICAS
LENTAS

EMULSION CATIONICA RAPIDA



APLICACIONES

ESTABILIZACION DE SUELO
LECHADA ASFALTICA

PREMEZCLADOS DENSOS,
SEMIDENSOS Y ABIERTOS

TRATAMIENTOS - SELLADOS

CADORNA 1847 - WILDE (BUENOS AIRES)
REPUBLICA ARGENTINA

T. E. 207 - 0777

Técnicas Europeas en la Construcción de Pavimentos Flexibles

Por el Dr. Ing. Juan A. Fernández del Campo y de las Cuevas (*)

En la presente "comunicación" sobre el estado actual de las técnicas europeas de pavimentos he intentado resumir la experiencia española y de varios países del Viejo Continente, analizando también la distinta bibliografía existente al respecto.

En cualquier país en los momentos actuales, los problemas concernientes a las técnicas del transporte se encuentran en una crisis paralela a la crisis misma del propio transporte. El encarecimiento de las fuentes de energía y de las materias primas, la inflación generalizada, las líneas del porvenir poco definidas y concretas, son causantes de que no pueda existir una política común de transportes terrestres bien definida y en su lugar un conjunto de conjeturas, dudas y prospecciones. De una manera más concreta y numérica los extremos anteriores se han traducido en los dos últimos años, en una disminución absoluta en el número de unidades automóviles fabricadas en todos los países y en un estancamiento notable en los parques de vehículos y en el crecimiento de algunos índices tales como los de vehículos/km., etc. Medios de transporte clásicos como el ferrocarril en los países europeos con redes relativamente compactas y eficaces han vuelto a ponerse de actualidad y muchos Gobiernos intentan impulsar parte del transporte pesado hacia la utilización del ferrocarril. Por otro lado, y al disminuir considerablemente las tasas anuales de crecimiento del tránsito, los problemas de nuevas construcciones han pasado a un lugar más secundario intentándose actualizar y modernizar las técnicas de conservación para mejor aprovechar el patrimonio existente de la red viaria.

También el paro, aunque en la mayor parte de los países europeos no ha alcanzado todavía cifras excesivamente alarmantes, puede condicionar una evolución de técnicas de construcción con objeto de establecer programas políticos encaminados a un mayor empleo de mano de obra en la red viaria. Concretamente en algunas regiones españolas en el año 1975, se han establecido algunos programas en los que se exigía el empleo de una

cantidad elevada de mano de obra en ciertos trabajos de conservación de carreteras.

En los próximos años es probable que el parque de vehículos y el tránsito por carreteras, permanezca estacionario en la mayor parte de los países europeos desarrollados, concretamente en los pertenecientes a la Comunidad Económica Europea y posiblemente serán los países menos desarrollados actualmente, los que tengan un mayor incremento relativo. Concretamente es muy probable que el aumento del grado de motorización continúe en los países del Este europeo que muy recientemente están descubriendo el automóvil como un bien de consumo.

Como también es sabido, mundialmente el transporte aéreo ha sufrido en los dos últimos años un estancamiento en su crecimiento apreciable en todas partes. Es difícil inferir de aquí, cual va a ser el porvenir en la construcción de nuevos aeropuertos. En Europa, tiene una enorme importancia el transporte interior a nivel internacional e incluso a nivel nacional. Por ejemplo, en España el transporte aéreo interior, a pesar de las relativamente pequeñas distancias, es cada día más intenso. Una mejora en el terreno de autopistas y sobre todo en los transportes de personas por ferrocarril harían una competencia eficaz al transporte aéreo interior de la Península.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

En toda Europa es preciso tener en cuenta no solamente el problema del diseño estructural de nuevos pavimentos, sino también de refuerzo y acondicionamiento de los antiguos. Aparte de estos dos aspectos, se considerará al final del trabajo todos aquellos relativos a la conservación ordinaria de la red existente.

En los últimos años, se han perfeccionado en gran manera los sistemas de ensayos mecánicos y de prospección tendiente tanto, a caracterizar la resistencia mecánica de la explanada de las nuevas carreteras, como la capacidad portante de los pavimentos antiguos. En este sentido es interesante resaltar sistemas tales como:

—El deflectómetro de impactos.

—Los aparatos de fotografía continua del camino.

—Viágrafos, perfilágrafos, etc.

—Aparatos de vibración o de pulsación que trabajan con regímenes de sollicitaciones continuas o intermitentes.

El gran rendimiento en el número de medidas obtenidas en estos aparatos y la facilidad de su interpretación, son dos factores básicos para evaluar el grado de utilidad de los métodos de prospección de carreteras. Ambos aspectos antes indicados, deben ir constantemente unidos, ya que, no sirve de nada el tener un gran número de medidas características de diversos tramos de carretera, si al mismo tiempo no puede haber una interpretación realista de los mismos puntos. En este sentido, el complemento de la máquina que fotografía de una forma continua la planta de la carretera, ayuda enormemente al trabajo de gabinete de los técnicos que quieren interpretar medidas de otro tipo, tales como por ejemplo, las de deflexión.

En los países fríos, siguen prescribiéndose la utilización de capas antihielo que prevengan de los efectos nocivos de la penetración de la helada sobre los pavimentos. En algunos países y con objeto de economizar materiales granulares de calidad, que son los constitutivos de estas capas, se ha intentado recurrir a otros procedimientos de aislamiento, algunos análogos a los existentes para las viviendas. Esto es, utilizan sobre la explanada una capa aislante formada por un material del tipo: fibras minerales aislantes, poliuretanos, capas bituminosas especialmente diseñadas, etc. Estas tendencias son útiles en zonas muy pobladas y, donde existen verdaderos problemas para encontrar yacimientos de suelos adecuados resistentes a los efectos de la helada.

Prescindiendo del diseño relativo al "efecto helada" sobre los pavimentos, las tendencias actuales parecen centrarse en distintos países de Europa en utilizar catálogos de estructuras tipo de pavimentos, de forma que el ingeniero responsable solamente tiene que evaluar previamente el tráfico previsible de proyecto y la capacidad portante del terreno. Con estos

* De Caminos, Canales y Puertos de Madrid, España.

—El deflector de Lacroix.

dos datos de entrada, existe en el momento actual colecciones de estructuras en Alemania, Francia, y España que proporcionan espesores de capas adecuadas a cada caso y con distintos materiales, en algún otro país como en Inglaterra, el dimensionamiento de pavimentos se hace con unos cuadros que podrían considerarse intermedios entre los catálogos de estructuras antes mencionados, y unos cuadros de diseño racional más completos.

Paralelamente a la utilización de los catálogos de estructuras, en la mayor parte de los centros de investigación, se están llevando a cabo estudios, en la utilización de cálculo mecanizado con ordenador, que intentan resolver el problema del diseño estructural mediante soluciones racionales en tensiones y deformaciones. Para ello una vez más, resulta imprescindible un buen conocimiento y caracterización de ciertos materiales básicos que se utilizan en carreteras. Dentro de estos materiales los que tienen un comportamiento más complejo, siguen siendo los materiales bituminosos. En estos materiales hasta ahora se había estudiado con profusión el comportamiento a la fragilidad. Sin embargo, en diversos países de Europa, preocupa seriamente el problema de la deformación plástica que en el estado actual de la tecnología es marginado por todos los criterios nacidos tanto de cálculos racionales como de ensayos tan importantes como el ensayo AASHO. En este sentido, la OCDE ha emprendido un estudio de deformación plástica de mezclas bituminosas, y simultáneamente en diversos laboratorios tales como el de Madrid, París, Bruselas, Shell en Amsterdam, etc., se están llevando a cabo numerosos ensayos con los que pronto se podrá disponer de unos resultados capaces de relacionar en cierto modo el comportamiento a la deformación permanente de las mezclas bituminosas en función del tránsito y de su propia constitución.

MATERIALES UTILIZADOS EN BASE

Observando desde una cierta perspectiva las técnicas empleadas en distintos países europeos se ve que existe una clara relación entre la importancia de las cargas por eje en los distintos países y el tipo de soluciones adoptadas para las bases. En el momento actual España y Francia mantienen el eje de 13 t. y son también los países que preconizan y emplean en obras importantes bases de tipo más rígido, en la mayor parte de los casos bases estabilizadas con ligantes hidráulicos o bases bituminosas. Será interesante repasar un poco las tendencias que se han venido desarrollando en distintos países en este aspecto.

En Francia, desde los años sesenta se han utilizado con profusión las bases estabilizadas con cemento o de gravacemento. Esta técnica inicialmente californiana, fue adoptada y revisada por los franceses. De Francia rápidamente se extendió a otros países europeos como por ejemplo España, país en el que a mitad de la década de los años sesenta, ya se

preconizaba el hacer todas las carreteras de tráfico pesado utilizando bases de grava-cemento. Con este tipo de materiales pronto se vio la necesidad de tener unas sub-bases con muy buena capacidad soporte de colocar capas de grava-cemento de espesores del orden de los 20 cm. y de disponer de pavimentos bituminosos con espesor superior a los 10 cm. al objeto de prevenir las fisuras de retracción reflejadas en superficie. Aparte de esto, habría que citar la criticidad en el tiempo de puesta en obra y curado del material.

Posteriormente y debido a los inconvenientes anteriores, en Francia especialmente se desarrollaron con enorme intensidad las capas granulares estabilizadas con escoria de alto horno. La escoria granulada de alto horno con su capacidad aglomerante de tipo puzolánico, tiene un período de manejabilidad mucho más amplio que la de la grava-cemento y en cualquier caso este tiempo se considera regulable con la aplicación de un catalizador como por ejemplo la cal. Hasta tal punto en Francia tuvieron éxito e interés este tipo de bases, que la escoria granulada se llegó a importar de países limítrofes tales como Bélgica, Suiza, Italia, España etc. Lo cierto es que en los países limítrofes y en el resto de Europa no ha tenido tanta aceptación este tipo de bases, como ha tenido en Francia, país en el que en este momento existen opiniones contradictorias sobre estos materiales.

Al comienzo de los años setenta, también en Francia se estudiaron mezclas bituminosas rígidas para capas de base. Las más llamativas eran las del tipo grava-betón, hechas en planta de aglomerado en caliente, o las del tipo grava-emulsión hechas en frío. En definitiva se trataba de unas mezclas continuas rígidas y con tamaño máximo de agregado relativamente alto. La escasa dotación de ligante contribuye a la rigidez de la propia mezcla y sus condiciones de manejabilidad y puesta en obra, le dan una serie de ventajas respecto a las bases hidráulicas antes mencionadas. En Francia, varias empresas privadas han adoptado este tipo de base en algunas autopistas de peaje. Y asimismo, es un material de uso corriente para los refuerzos de la red existente de carreteras.

En España todas las autopistas de nueva construcción y las carreteras importantes, se han proyectado en los últimos años con bases de grava-cemento. Los espesores de pavimento bituminoso sobre dicha base de grava-cemento oscilan entre 10 y 18 cm. En general la Administración sigue un control de calidad muy estricto, tanto en lo que respecta a su granulometría como a sus condiciones de manejabilidad y puesta en obra y tratamientos de curado. En España los refuerzos y en particular el importante plan general REDIA, se han hecho prácticamente todos con mezclas bituminosas exclusivamente. Los tipos de mezcla utilizados han sido los del Instituto del Asfalto número II, III y IV. Sin embargo, en la actualidad en España se lanza unos tipos de mezcla algo distintos de los anteriores, sobre todo

con vistas a conseguir una mayor indeformabilidad ante las cargas lentas y temperaturas altas.

En carreteras poco importantes, en España siguen utilizándose con profusión las bases de piedra machacada tipo macadam, rematadas en general con tratamiento superficial del tipo riego.

Se han empezado también a utilizar algunas bases estabilizadas con ligantes bituminosos como son las bases de grava-emulsión. Este tipo de mezclas se han construido unas veces siguiendo las directivas francesas de SETRA, que prescriben unos usos enormemente estrictos utilizando sólo emulsiones catiónicas, o a veces con criterios más amplios de tipo norteamericano y empleando tanto emulsiones aniónicas como emulsiones catiónicas (véase Reunión Anual de la Comisión del Asfalto de 1974).

CAPAS SUPERIORES

Respecto a las capas superiores se deben considerar dos aspectos fundamentales, el primero relativo a la seguridad del usuario y en este aspecto la rugosidad y la durabilidad de la textura con características fundamentales. El segundo aspecto, radica en la propia durabilidad del pavimento en relación con la resistencia del conjunto de toda la estructura del camino.

El criterio existente en la mayor parte de los países de Europa respecto al primer aspecto, es decir, seguridad, es el de darle cada vez mayor importancia y como consecuencia estudiar mezclas y tratamientos lo suficientemente seguros. Si es necesario trasladar los agregados pétreos desde grandes distancias para conseguir unas texturas superficiales adecuadas, en el momento actual, se cree que esto es rentable y conveniente.

Las características mecánicas del propio pavimento respecto a la durabilidad ante la deformación plástica y el agrietamiento, están siendo reconsideradas en el momento actual desde múltiples aspectos. Por un lado, se piensa que con el aumento del costo de los productos derivados del petróleo, convendría proyectar carreteras con menos empleo de ligantes bituminosos.

En este sentido se están volviendo a reconsiderar la conveniencia de utilizar bases granulares y en mejorar las calidades de los pavimentos aumentando con ello los módulos de rigidez y la resistencia a tracción con objeto de poder superponer a la base relativamente deformable una capa flexible y resistente, capaz de soportar perfectamente el tráfico. En este sentido se han hecho numerosos ensayos de mejora de los ligantes bituminosos con aditivos. Hay que citar los siguientes: empleo de alquitrán con PVC o con resinas epoxi; empleo de betún asfáltico con caucho; con distintas resinas plásticas, epoxi, etc. El campo parece lo suficiente interesante como para

preverle un futuro lleno de posibilidades. Hay que destacar que por ejemplo, en la conferencia del RILEM de Budapest de 1975, numerosas comunicaciones tanto de países del Este como del Oeste de Europa, trataron, precisamente, de este tema. Esto confirma una vez más las afirmaciones hechas en el párrafo anterior.

En España, se ha generalizado el uso de alquitranes modificados con PVC para las partes más delicadas de las pistas de vuelo y de estacionamiento de aviones, al objeto tanto de mejorar condiciones mecánicas en dichas pistas como de prevenir la acción de los disolventes del petróleo que en algún momento pudieran arrojar los aviones.

Pese a lo dicho en el párrafo anterior no deja de haber numerosos expertos que consideran que el aumento en el precio de los betunes asfálticos no va a acarrear obligatoriamente un menor empleo de capas espesas bituminosas. Por ejemplo, en una reunión española de la Asociación ASEFMA, varios especialistas han redactado un documento en 1975 en el que intentan demostrar que el gasto de derivados del petróleo empleados en una carretera hecha con hormigón de cemento, es análogo al de una carretera hecha con un firme flexible bituminoso clásico.

Para los tratamientos superficiales y para los riegos auxiliares tales como los de imprimación, adherencia, etc., en distintos países se han dado instrucciones para sustituir los betunes fluidificados del tipo cut-back, por las emulsiones bituminosas. Se trata con ello de ahorrar precisamente disolventes ligeros que por otro lado no tienen ninguna aplicación en la carretera, ya que su misión es la de evaporarse una vez hecho el tratamiento y emplear únicamente el ligante adecuado previamente emulsionado. En este aspecto hay que destacar un incremento en la producción de emulsiones importante en distintos países europeos, de manera que por ejemplo en Francia como en España más de un 30 % de los betunes asfálticos vienen presentados en forma de emulsión.

En algunas zonas urbanas y puntos especialmente críticos como pueden ser tableros de puentes ligeros, zonas de frenado, etc., se han utilizado mezclas especiales con ligantes del tipo epoxi o combinaciones de plásticos con betunes asfálticos, etc. Hay que destacar por ejemplo, los tratamientos generalizados de shell-grip hechos en la ciudad de Londres a base de una resina epoxi y un árido artificial especialmente duro (bauxita calcinada). También para conseguir texturas claras que ahorren iluminación en algunas zonas urbanas o semiurbanas en túneles, etc., se han utilizado áridos blancos muchos de ellos de origen artificial (luxobita), etc., que mezclados con betunes claros (betunes albinos) pobres en asfaltos, han dado buenos resultados.

Respecto a los tipos de texturas más conveniente se están abandonando en carreteras

rurales con alta velocidad específica las texturas especialmente finas, preconizándose las texturas rugosas con irregularidades superficiales importantes. No así en la ciudad donde es difícil que las velocidades específicas de las vías superen los 80 km./hora, por lo que las texturas de tipo "mortero", siguen usándose en muchos países.

En relación con el párrafo anterior hay que destacar algunas técnicas de tratamientos especiales que han vuelto a utilizarse en algunos países. Por ejemplo en Francia, se han readaptado los sistemas de riegos con gravillas que en carreteras importantes se habían abandonado hace años. Se han cuidado especialmente los agregados tanto desde el punto de vista dureza, textura y forma, y en muchos casos los ligantes se mejoran con aditivos tales como pueden ser el caucho, resinas plásticas, etc. Respecto a la técnica de puesta en obra, se han actualizado algunos sistemas bicapas primitivos desde los siguientes aspectos sobre todo:

- a) Diminución del tamaño medio de la segunda aplicación de árido de forma que resulta siempre inferior a la mitad del tamaño medio del árido de la primera aplicación.
- b) Sistema de riego inverso o bien, sistemas con una sola aplicación de ligante y dos aplicaciones sucesivas de árido. En este caso, en la primera aplicación, el árido tiene una dotación escasa para que los huecos que queden se rellenen con la segunda del árido de menor tamaño.
- c) Compactación eficaz y adecuada utilizando siempre rodillos de neumáticos y barriendo o aspirando mediante una máquina de aire comprimido la gravilla sobrante para evitar la rotura de parabrisas.

En España no se han generalizado hasta el presente riegos como los indicados anteriormente, sin embargo, si se emplean con profusión tratamientos de lechada bituminosa generalmente de tipo catiónico. Puede estimarse que anualmente se realizan alrededor de los 8.000.000 m² anuales de tratamiento con lechada bituminosa. En los criterios básicos seguidos para estos tratamientos son los siguientes:

- a) Utilización de áridos, de muy buena calidad aunque haya que transportarlos a larga distancia.
- b) Utilización de tamaños máximos de áridos más altos que los años precedentes (del orden de 6 ó 7 mm.).
- c) Una alta preparación y especialización en los equipos de extendido y de control.

La técnica de las lechadas bituminosas se ha empleado en España, bien para dar texturas superficiales de tipo "áspero" a carreteras que tenían una baja resistencia al deslizamiento o

bien, para sellar mezclas abiertas o capas superficiales que se encontraban en mal estado de conservación. El control de estas lechadas bituminosas se suele realizar por ensayos de abrasión, y en gran parte de los casos para aumentar la durabilidad del tratamiento se emplea doble capa en lugar de capa sencilla.

Respecto al empleo de las mezclas en frío y mezclas en caliente, se pueden indicar una serie de puntos importantes: Las mezclas en frío más utilizadas son las de tipo abierto que basan su manejabilidad en la presencia de fluidificantes emulsionados por vía catiónica en emulsiones concentradas al 70 %. Su aplicación en capas finas de rodadura, puede compararse a los de doble o triple tratamientos superficiales con riego con la ventaja sobre éstas de la aportación estructural en el espesor de la calzada y del mejor reperfilado de la rasante primitiva. A veces estos aglomerados bituminosos se sellan con una lechada. Ultimamente han empezado a desarrollarse también, una serie de mezclas densas en frío basadas en la utilización de emulsiones muy estables y cuya técnica es parecida a la técnica de la grava-emulsión, pero con mayores concentraciones de ligante respecto al contenido de áridos de la mezcla. Realmente no existe una competencia entre mezclas en frío y mezclas en caliente: las mezclas en frío se utilizan sobre todo en zonas alejadas de los grandes centros urbanos donde existen plantas asfálticas y en obras de dimensiones reducidas. Esto no quiere decir que las áreas densamente pobladas y para una serie de tratamientos superficiales no se utilicen este tipo de mezclas.

Pasemos por último a tratar del problema de las deformaciones plásticas que en algunos países de Europa se han presentado con cierta gravedad. Las mezclas tradicionales de granulometría continua y preconizadas por el Instituto del Asfalto, son en general más sensibles en sus características a las deformaciones plásticas cuando se producen pequeñas dispersiones en los contenidos de huecos, de filler o de betún. Las mezclas del tipo discontinuo y las mezclas en que predomina un esqueleto mineral adecuado o bien, aquellas otras en las que se han mejorado los ligantes con aditivos o filleres especiales pueden presentar mejores comportamientos ante las condiciones especialmente duras de algunas carreteras europeas. En este aspecto hay que recordar que en España, por ejemplo, aparte del eje de 13 t. existe una presión máxima de inflado de 9 bars, mientras que en Francia sólo es de 6 bars para los neumáticos.

Recientemente la Dirección General de Carreteras Española, ha publicado unas nuevas especificaciones para mezclas bituminosas derivándose de las anteriores procedentes del Instituto del Asfalto y recomendando mejores esqueletos minerales y betunes más duros. Con estas últimas mezclas se han superado ampliamente las estabilidades Marshall previstas en las antiguas especificaciones.

CONSERVACION

Los planes de conservación en los países europeos están en la actualidad siendo estudiados a fondo y revisados de una manera coordinada por un grupo de estudio de la OCDE. Se trata como ya se ha dicho en este trabajo, de dar la mayor importancia posible a la conservación de la red existente con objeto de conservar en las mejores condiciones posibles la misma y ahorrar dinero en nuevas inversiones de obras y carreteras nuevas. Para ello en distintos países se están realizando inventarios de tramos de carretera, fichas sobre los mismos, etc.

En España la Dirección General de Carretera del Ministerio de Obras Públicas, dispone de una Subdirección encargada de los trabajos de conservación. Estos abarcan un conjunto amplio de facetas tales como son:

señalización, seguridad invernial (servicios especiales de quita-nieves), etc., planes de seguridad vial (mejora de las características antideslizantes de las carreteras), drenajes, refuerzos ligeros, etc. La conservación de carreteras está organizada a nivel regional y, de cada región depende la Jefatura Provincial de Carreteras. Dentro de cada provincia existe normalmente un parque de maquinaria central con talleres y varios parques comarcales con residencia de peones y capataces camineros, depósitos para ligantes bituminosos, camiones regadores para bacheos, metoniveladores, etc.

En los trabajos de conservación (bacheos, riegos asfálticos, etc.), tiene especial importancia el empleo de algunos ligantes tales como las emulsiones bituminosas. En este momento la producción española es superior a las 400.000 T./año, lo que representa traducido

a ligantes puros, un 30 % aproximadamente de todo el ligante consumido en el país.

Generalmente la Administración dispone de depósitos de almacenamiento en el que las distintas compañías fabricantes de emulsiones pueden abastecerla normalmente.

Respecto a los contratistas especializados en trabajos de conservación, se está produciendo en la actualidad una evolución en el grado de especialización de los mismos. De esta forma del antiguo contratista especialista en trabajos rutinarios y manuales, se está pasando a empresas más dinámicas, mejor equipadas y más tecnificadas.

El presupuesto español de conservación, es del orden del 20 % del presupuesto total empleado en carreteras. Sin embargo, esta cifra parece ser que se incrementará de forma inmediata.

Ing. Luis María Zalazar

Con la desaparición inesperada del Ing. Luis María Zalazar, ocurrida el día 20 de diciembre de 1975, la vialidad argentina ha perdido a un extraordinario profesional.

La vida profesional del Ing. Zalazar constituyó una muestra excepcional de dedicación al estudio y al trabajo: 92 conferencias o disertaciones técnicas pronunciadas en nuestro país y en el exterior —muchas de ellas publicadas— in-

tercaladas en su vida como funcionario de Vialidad Nacional, profesor universitario, proyectista de aeropuertos, asesor, consultor, y la realización de 25 viajes al exterior, dan cuenta de su extraordinaria capacidad de trabajo.

Su actuación profesional se extendió a Brasil, Uruguay y Paraguay, países en donde su experiencia vial estaba debidamente valorizada.

Al despedir en el cementerio sus res-

tos, el Ing. Hipólito Fernández García expresó en nombre de nuestra Asociación, de la Comisión Permanente del Asfalto, de las cuales el Ing. Zalazar era Consejero Asesor, y de sus amigos: ... "Estudioso y batallador infatigable, dedicado en cuerpo y alma al tema de los caminos, vivió su vida con absoluta y total dedicación a esta actividad".

Su figura servirá de ejemplo para nuestra juventud profesional.

VIII Conferencia Mundial de la International Road Federation

Entre el 16 y el 21 de octubre del próximo año 1977, se realizará en Tokyo (Japón), la VIII Reunión Mundial de la International Road Federation.

La International Road Federation a la que está adherida nuestra Asociación, entidad apolítica y no lucrativa, dedicada al desarrollo y mejora de los cami-

nos y el transporte vial en todo el mundo, cree firmemente que uno de sus objetivos más importantes es el de organizar estas Reuniones Mundiales que llenan muchas funciones diferentes ya que, además de que sirven primordialmente para establecer un intercambio de informaciones de los últimos adelantos en el campo vial, proporcionan a los delegados

una oportunidad de intercambiar experiencias personales.

Las siete Reuniones anteriores se realizaron en Washington (1952); Roma (1955); México (1958); Madrid (1962); Londres (1966); Montreal (1970) y Munich (1973).

En próximos números de esta revista ampliaremos detalles de la VIII Reunión.

Estudio de Laboratorio y en Tramo Experimental de Asfaltos para Pavimentación Obtenidos de Petr6leos Nacionales

INTRODUCCION:

En el a1o 1970, la Comisi6n de Refinaci6n del Instituto Argentino del Petr6leo decidi6 encarar un estudio sobre asfaltos para pavimentaci6n obtenidos de petr6leos nacionales con el objeto de lograr un aprovechamiento integral de estos crudos ya sea emple6ndolos solos o mezclados entre s6 de manera de obtener asfaltos que cumplan con las exigencias de calidad requeridas.

Como objetivo final se preve6a la revisi6n de las actuales especificaciones de asfaltos para pavimentaci6n.

Inicialmente se decidi6 estudiar mediante ensayos de laboratorio, el asfalto proveniente del crudo Medanito. Este yacimiento est6 situado en la provincia de La Pampa, lindando con las de Neuqu6n y R6o Negro, y forma parte de la denominada Cuenca Neuquina. Los otros dos asfaltos ensayados, derivan del crudo Escalante, proveniente de la provincia de Chubut y del crudo Ca1ad6n Seco yacimiento 6ste ubicado al norte de la provincia de Santa Cruz. Estos petr6leos pertenecen a la Cuenca del Golfo San Jorge.

Es de destacar que los petr6leos de los yacimientos citados anteriormente son de base mixta.

En total se estudiaron 8 muestras de asfalto, procesadas por las destiler6as locales y mezclas preparadas en laboratorio. Las t6cnicas de ensayo empleadas son las de la norma IRAM 6604, siendo complementadas por ensayos reol6gicos y de consistencia a distintas temperaturas.

Como consecuencia de los resultados obtenidos y en raz6n de los nuevos conceptos en lo referente a especificaciones y t6cnicas de preparaci6n y colocaci6n de las mezclas asf6lticas, se decide, a fin de arribar a un juicio definitivo sobre las bondades de estos asfaltos, realizar una prueba en escala real mediante la ejecuci6n de un tramo experimental.

Esta parte del trabajo se realiza con la cooperaci6n de la Comisi6n Permanente del Asfalto, en especial con la de la Direcci6n Nacional de Vialidad, el LEMIT y las empresas productoras de asfalto.

La finalidad del presente trabajo es la de informar todo lo realizado desde el punto de vista de ensayos de laboratorio y lo referente a la construcci6n del tramo experimental. Hasta el momento, no se pueden emitir conclusiones definitivas, por el escaso tiempo transcurrido desde la finalizaci6n de la obra hasta la redacci6n del presente informe.

ANTECEDENTES DE ESTUDIOS REALIZADOS CON ASFALTOS NACIONALES

En nuestro pa6s son numerosos los trabajos de laboratorio que se han realizado con asfal-

tos argentinos en lo referente a composici6n (1) (2) (3); comportamiento reol6gico (4) (5) (6) (7) (8) (9) (10) (11), propiedades fisicomec6nicas (12) y especificaci6n (13) (14). Algunos de estos trabajos contribuyeron a aportar ideas a la industria petrolera local para solucionar problemas en la elaboraci6n de asfaltos para uso vial.

En lo que respecta al estudio del comportamiento de asfaltos en servicio, no hay antecedentes en nuestro pa6s de trabajos sistem6ticos efectuados con productos nacionales.

En un trabajo realizado por el autor (15) se ha podido estudiar el comportamiento de un pavimento urbano luego de 27 a1os de funcionamiento. Este pavimento fue construido con un asfalto de caracter6sticas similares a los obtenidos de petr6leo provenientes de la zona de Comodoro Rivadavia y no cumpl6a con las exigencias de la norma IRAM 6604. El pavimento a que hacemos referencia se comport6 satisfac-

toriamente durante largo tiempo, si bien hay que tener en cuenta en este caso, el tipo de mezcla fina empleada y el buen comportamiento de las capas de base. Sin embargo, pavimentos de concreto asf6ltico en caliente, construidos en la misma 6poca del pavimento urbano antes citado, y con asfaltos de caracter6sticas similares, se comportaron en forma deficiente, deterior6ndose al poco tiempo de construidos (16).

CUADRO N6 1		
CARACTERISTICAS DE LOS ASFALTOS ARGENTINOS UTILIZADOS EN EL TRAMO EXPERIMENTAL DEL GRAND MANIL, BELGICA, 1958 (Ref. 17 y 19).		
	Asfasol A50	Challac6 A80
Contenido de asfaltenos (%)	13,3	11,0
Penetraci6n a 25°C (100 g-5 seg)	53	68
Peso espec6fico a 25/25°C	1,012	1,017
Punto de ablandamiento (A y E) (°C)	52,3	48,6
Viscosidad a 25°C (Pois)	5,18	2,65

toriamente durante largo tiempo, si bien hay que tener en cuenta en este caso, el tipo de mezcla fina empleada y el buen comportamiento de las capas de base. Sin embargo, pavimentos de concreto asf6ltico en caliente, construidos en la misma 6poca del pavimento urbano antes citado, y con asfaltos de caracter6sticas similares, se comportaron en forma deficiente, deterior6ndose al poco tiempo de construidos (16).

Resulta interesante mencionar una experiencia llevada a cabo por el Centre des Recherches Routieres de B6lgica, quienes en el a1o 1958 construyeron una serie de tramos experimentales con asfaltos de distintas procedencias. Entre los asfaltos estudiados hab6a dos provenientes de nuestro pa6s, identificados como "Asfasol A50 y Challac6 A80". La experiencia a que nos referimos fue realizada en

la ruta N6 21 entre Gemblour y Tongrinnes, sobre el territorio del Grand-Manil y de Corroy-le-Chateau (17) (18) (19) (20), comprendiendo 34 secciones de ensayo que cubr6an una superficie de 1260 m. de largo por 7 m. de ancho, y un espesor de 4 cm. En total se estudiaron 18 asfaltos, de los cuales 8 se agrupaban dentro del rango de penetraci6n 40/60 y los 10 restantes como 70/100. Algunas de las caracter6sticas de los asfaltos argentinos se presentan en el cuadro N6 1.

La experiencia del Grand-Manil ten6a por objetivo poner en evidencia el comportamiento de distintos betunes en un concreto asf6ltico tipo. Los resultados obtenidos se circunscriben fundamentalmente a medidas de rugosidad de la superficie, mediante determinaciones peri6dicas del coeficiente de frotamiento transversal. Despu6s de 9 a1os de prueba, las secciones construidas con los asfaltos argentinos, no presentan alteraciones desde el punto de vista de

su aspecto superficial y pose6an coeficientes de frotamiento transversal elevado.

Los dos asfaltos fueron encuadrados dentro del grupo que mejor comportamiento presentaron a lo largo de la experiencia.

ESTUDIO DE LOS ASFALTOS MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO

En total se estudiaron 8 muestras de asfalto de los cuales 7 se encuadran dentro del rango de penetraci6n 70-100 y la restante en el de 50-60. Con excepci6n de dos muestras, que fueron preparadas en laboratorio, el resto fue suministrado directamente por productores locales. Las muestras fueron identificadas de la siguiente manera:

A: Asfalto Medanito (70-100) (Productor Shell).

- B: Asfalto Medanita (70-100) (Productor YPF).
 C: Asfalto Medanita (50-60) (Productor YPF).
 D: Asfalto Escalante (70-100) (Productor ESSO).
 E: Asfalto Cañadón Seco (70-100) (Productor ESSO).
 F: Mezcla de asfaltos de Cañadón Seco y Escalante (70-100) (Productor ESSO).
 G: Mezcla de 70 % de asfalto de Cañadón Seco y 30 % de asfalto Medanita B (70-100) (Preparado en laboratorio).
 H: Mezcla de 50 % de asfalto Escalante y 50 % de asfalto Medanita B (70-100) (Preparado en laboratorio).

En el cuadro nº 2 se presentan los valores obtenidos cuando los asfaltos son ensayados de acuerdo a la norma IRAM 6604. Tal como se

El asfalto C, también procesado con el mismo crudo que los anteriores, cumple con lo especificado por la norma IRAM, pero en este caso para el tipo II (Penetración 50-60).

En cuanto a los asfaltos D, E y F, no cumplen con las especificaciones vigentes por sus bajos valores de peso específico y ductilidad ya sea en el asfalto original como en el residuo del ensayo de calentamiento en película delgada. Además el índice de penetración Pfeiffer es superior al especificado.

Con el objeto de mejorar las características de los asfaltos D y E, se preparan en laboratorio mezclas de los mismos con asfalto B. Esto dio origen a los asfaltos G y H. Estos asfaltos si bien no llegan a cumplir totalmente con la especificación IRAM, sus valores se aproximan bastante a los límites mínimos requeridos por la misma.

comprobado que el ensayo de penetración a 25°C no mide la consistencia real de los asfaltos. Es así que en los EE.UU. gran número de sus Estados e inclusive la AASHO han adoptado el ensayo de viscosidad para clasificar a sus asfaltos. Estas especificaciones también incluyen la determinación de viscosidad a 135°C. La importancia de conocer el valor de la viscosidad a esa temperatura, radica en el hecho de que la misma está muy próxima a la de mezclado en usina. La viscosidad de los asfaltos a esa temperatura deberá ser tal que permita un mezclado rápido y eficiente.

Dentro del grupo de asfaltos 70-100, los identificados como A y B son los que presentan valores más bajos de viscosidad; por el contrario los asfaltos D, E y F dan los valores más altos, ocupando las mezclas un lugar intermedio. Los valores elevados de consistencia

CUADRO Nº 2
 CARACTERISTICAS DE LOS ASFALTOS DE ACUERDO A LA NORMA IRAM 6604

E N S A Y O	A S F A L T O							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Penetración a 25°C (100 g-5 seg)	99	89	57	88	81	83	83	90
Peso específico relativo a 25/25°C	0,998	0,996	1,003	0,981	0,984	0,982	0,991	0,991
Ductilidad a 25°C (5 cm/min) (cm)	+ 150	+ 150	+ 150	42	59	54	110	103
Punto de inflamación (Cleveland vaso abierto) (°C)	330	316	340	328	354	354	340	325
Ensayo en película delgada:								
Pérdida por calentamiento a 163°C, durante 5 hs. (%)	0,00	0,00	0,00	0,28	0,00	0,00	0,00	0,20
Penetración retenida a 25°C (100 g-5 seg) (% del original)	71	73	80	73	77	75	75	68
Ductilidad del residuo a 25°C (5 cm/min) (cm)	+ 150	+ 150	+ 150	12	35	21	95	89
Solubilidad en sulfuro de carbono (%)	99,9	99,9	99,9	99,9	99,9	99,9	99,9	99,8
Solubilidad en tetracloruro de carbono (%)	99,8	99,9	99,9	99,9	99,8	99,9	99,8	99,8
Índice de penetración (Pfeiffer)	— 05	— 0,4	0,0	+ 1,2	+ 0,6	+ 0,9	— 0,3	— 0,1 ^c
Ensayo de Oliensis	Neg.	Neg.	Neg.	Neg.	Neg.	Neg.	Neg.	Neg.

dijo anteriormente, los asfaltos A y B han sido procesados a partir del mismo petróleo pero por diferentes elaboradores. Ambos cumplen en la totalidad con lo especificado por la norma IRAM 6604 para el tipo IV (penetración 70-100). Para este caso particular las diferencias que pueden existir en las distintas plantas de elaboración no se ponen de manifiesto en las propiedades de los productos elaborados.

En el cuadro nº 3 se presenta una serie de ensayos complementarios no contemplados por la especificación IRAM pero que contribuyen a juzgar de una forma más racional a los asfaltos en estudio.

Las nuevas tendencias imperantes para clasificar los betunes asfálticos, se basan principalmente en el ensayo de viscosidad absoluta a 60°C (14); en razón del hecho ya conocido y

están en estrecha relación con los también elevados valores del índice de penetración de Pfeiffer y contenido de asfaltenos.

Un ensayo que se considera de suma importancia es el comportamiento reológico de los asfaltos. Esta determinación se efectuó a 25°C empleando el microviscosímetro de placas deslizantes. Mediante este dispositivo es posible obtener las curvas de flujo de los asfaltos, que

CUADRO Nº 3
 ENSAYOS COMPLEMENTARIOS

E N S A Y O	A S F A L T O							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Contenido de asfaltenos (ASTM D2006-65 T) (%)	17,9	18,6	20,4	28,7	24,9	25,5	23,0	24,5
Viscosidad a 135°C (ASTM D-2170) (cS)	372	410	547	1164	806	855	637	560
Viscosidad a 60°C y vacío equivalente a 30 cm de Hg (ASTM D-2171) (Poise)	1360	1710	3215	9180	4832	5530	3192	2308
Viscosidad a 25°C y 5×10^{-2} seg ⁻¹ (Megapoise)	1,00	1,16	4,46	4,78	2,40	2,80	2,30	1,55
Índice de flujo complejo	0,86	0,86	0,70	0,29	0,60	0,45	0,79	0,73
Sobre el residuo del ensayo de pérdida por calentamiento a 163°C:								
Viscosidad a 60°C y vacío equivalente a 30 cm de Hg (ASTM D-2171) (Poise)	2000	2480	5614	41960	10860	22460	6319	5033
Viscosidad a 25°C y 5×10^{-2} seg ⁻¹ (Megapoise) ..	—	—	9,20	7,18	3,39	4,60	4,80	4,40
Índice de flujo complejo	—	—	0,61	0,18	0,46	0,36	0,66	0,69

resultan de graficar los esfuerzos de corte aplicados en función de las velocidades de fluir obtenidas. La pendiente de la recta que se logra para cada caso, se denomina índice de flujo complejo de Traxler y el mismo permite conocer el apartamiento del fluir simple o newtoniano de los asfaltos. Es así que una pendiente igual a 1 corresponde a un fluir newtoniano; mientras que pendientes menores a 1 indican comportamiento complejo o no newtoniano. Valores bajos del índice de flujo complejo es indicador de alto grado de elasticidad, tixotropia y gran tendencia al envejecimiento, entendiéndose por esto último aumento de la consistencia con el correr del tiempo. Por lo general los asfaltos para pavimentación de comportamiento normal presentan valores del índice de flujo complejo entre 0,85 y 1,00. En razón del fluir no newtoniano de los asfaltos aquí estudiados, su consistencia depende tanto del esfuerzo de corte aplicado como de la velocidad de fluir, por lo tanto es usual referir los valores de consistencia a 25°C a una determinada velocidad de fluir, que en este caso es 5×10^{-2} seg⁻¹.

Finalmente en lo referente al contenido de asfaltenos, los valores obtenidos pueden considerarse normales para el tipo de solvente empleado en el ensayo (n-pentano). En el caso particular de estos asfaltos se cumple que, al aumentar el contenido de asfaltenos se produce un incremento en la complejidad de los asfaltos que viene dado por una disminución del índice de flujo complejo.

Desde el punto de vista reológico, los únicos asfaltos que serían aptos para ser empleados en pavimentación son los asfaltos A y B. Por el contrario los asfaltos D, E y F por su naturaleza compleja y la elevada consistencia que poseen a cualquiera de las temperaturas consideradas, 25, 60 y 135°C tanto en su forma original como envejecidos no serían aptos. Las características que poseen, ponen en evidencia efectos elásticos y tixotrópicos que hacen suponer que el período de vida útil de un pavimento construido con este tipo de asfalto, pueda llegar a ser menor del que se obtendría con asfaltos normales.

En lo referente a las mezclas, el asfalto B, de Medano, mejora notoriamente las características reológicas de los asfaltos D y E. En efecto, las propiedades que presentan los asfaltos G y H se acercan lo suficiente a la de aquellos considerados aptos, como para intentar su utilización sin correr riesgos exagerados.

Como es sabido, la alteración que sufren los asfaltos durante el mezclado en la planta asfáltica, es reproducida con bastante aproximación en laboratorio, por el ensayo de pérdida por calentamiento en película delgada. Es así que un elevado aumento de la consistencia de los asfaltos durante el mezclado, ha de redundar en una menor durabilidad de la estructura asfáltica en que intervenga. Algunas especificaciones americanas fijan un máximo de consistencia, luego del ensayo de pérdida en película, igual a cuatro veces su valor original. De todos los asfaltos estudiados, el D es el que mayor

alteración ha sufrido como lo demuestra el elevado valor de la viscosidad del residuo a 60°C.

De lo expuesto se deduce a través de los ensayos realizados de acuerdo a la norma IRAM 6604 y las determinaciones reológicas que el único asfalto que sería apto para ser empleado en pavimentación es el Medano, mientras que los Escalante y Cañadón Seco quedarían excluidos. Sin embargo, con los nuevos criterios que imperan en cuanto a especificaciones se refiere y teniendo en cuenta el comportamiento logrado con un asfalto de características similares a los de Escalante y Cañadón Seco (15), la prueba definitiva para comprobar su real comportamiento sería la que se obtiene mediante la ejecución de tramos experimentales.

ESTUDIO DE LOS ASFALTOS EN UN TRAMO EXPERIMENTAL

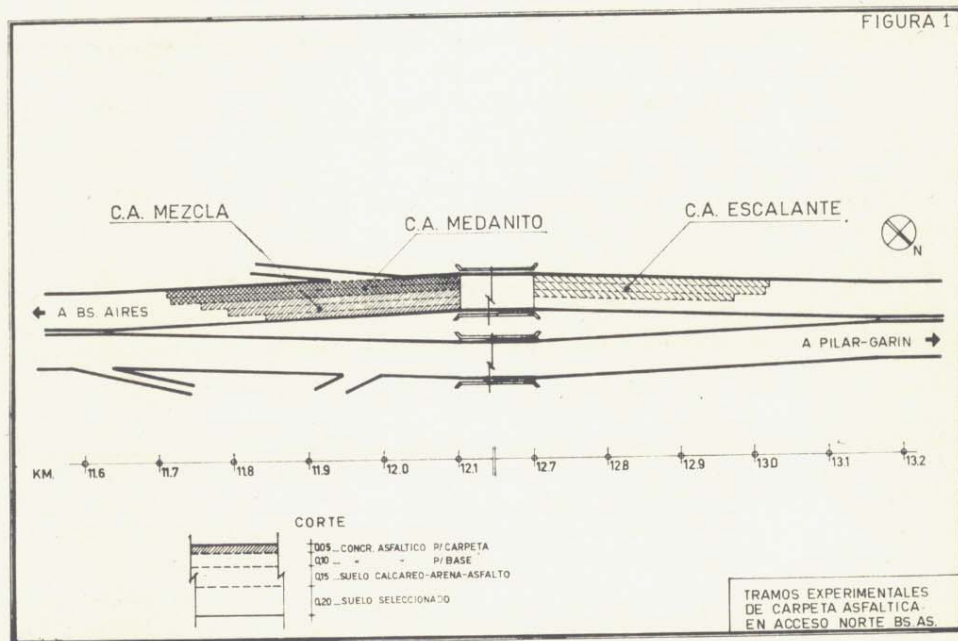
Esta etapa del trabajo fue analizada y discutida por un grupo de trabajo formado por miembros de la comisión de refinación del Instituto Argentino del Petróleo y de la Comisión Permanente del Asfalto, actuando el autor como coordinador del grupo.

consciente de los riesgos que se corren para la interpretación final de los resultados que se obtengan, pero seguramente los mismos han de contribuir a aumentar el conocimiento de las propiedades de estos asfaltos.

El rasgo principal que caracterizó la construcción de este tramo experimental fue la de trabajar, tanto en la preparación como compactación de las distintas mezclas con las temperaturas de equiviscosidad de los asfaltos. De esta manera se pretende colocar inicialmente a los asfaltos en igualdad de condiciones en las respectivas mezclas en que intervienen.

UBICACION DEL TRAMO EXPERIMENTAL

El tramo experimental se construyó en la Obra de la Dirección Nacional de Vialidad ubicada en el Acceso Norte a la Capital Federal en su intersección con las vías del FCNGBM y Río Reconquista. La zona elegida para la colocación de la carpeta asfáltica fue la calzada principal Sur (de ingreso a Buenos Aires) entre las progresivas 11700 a 12100 (Sector II) y 12710 a 13070 (Sector III). En la figura 1 se



En un principio se pensó en construir una serie de secciones experimentales de concreto asfáltico en caliente diseñados de tal manera, de independizar la variable asfalto del resto de variables que pueden incidir en el comportamiento de la carpeta asfáltica y lograr en un tiempo relativamente corto, poner en evidencia defectos o virtudes de los asfaltos en estudio.

Al no disponer en ese momento de los medios económicos necesarios para llevar a cabo la construcción de un número mínimo de secciones experimentales en las condiciones antes mencionadas, se decidió, en una primera etapa y a los fines de ir obteniendo experiencia en este tipo de pruebas, aprovechar un camino en construcción a la altura de la capa de rodamiento y construir una serie de tramos de la misma con los asfaltos en cuestión. Se es

muestra un detalle con la ubicación del tramo experimental.

Asfaltos estudiados

Del total de asfaltos estudiados en la primera parte del trabajo, se decidió someter a prueba al asfalto de Escalante, en razón del considerable volumen que se dispone; al de Medano por ser el único que cumple con todo lo especificado y además haber demostrado hasta el presente un buen comportamiento en servicio y un tercer asfalto constituido por una mezcla en partes iguales de los dos asfaltos antes citados. El objeto de realizar esta mezcla es mejorar las características del asfalto Escalante.

En el cuadro nº 4 se exponen las características de los asfaltos empleados en el tramo

CUADRO Nº 4

CARACTERISTICAS DE LOS ASFALTOS EMPLEADOS EN EL TRAMO EXPERIMENTAL DE ACUERDO A LA NORMA IRAM 6604

E N S A Y O	A S F A L T O		
	Medanito	Escalante	Mezcla
Penetración a 25°C (100 g-5 seg)	75	60	70
Peso específico relativo a 25/25°C	1,002	0,991	0,993
Ductilidad a 25°C (5 cm/min) (cm)	+ 150	22	+ 150
Punto de inflamación (Cleveland vaso abierto) (°C)	340	346	340
Ensayo de película delgada:			
Pérdida por calentamiento a 163°C, durante 5 horas (%)	0,00	0,00	0,00
Penetración retenida a 25°C (100 g-5 seg) (% del original)	69	76	71
Ductilidad del residuo a 25°C (5 cm/min) (cm)	+ 150	7	91
Solubilidad en sulfuro de carbono (%)	99,9	99,8	99,8
Solubilidad en tetracloruro de carbono (%)	99,9	99,9	99,8
Indice de penetración (Pfeiffer)	- 1,0	+ 1,3	+ 0,1
Ensayo de Oliensis	Negativo	Negativo	Negativo

experimental cuando son ensayos de acuerdo a la norma IRAM 6604 y en el cuadro nº 5 el resultado de los ensayos complementarios de consistencia y comportamiento reológico. Tal como puede apreciarse del análisis de estos cuadros el asfalto de Medanito cumple con el

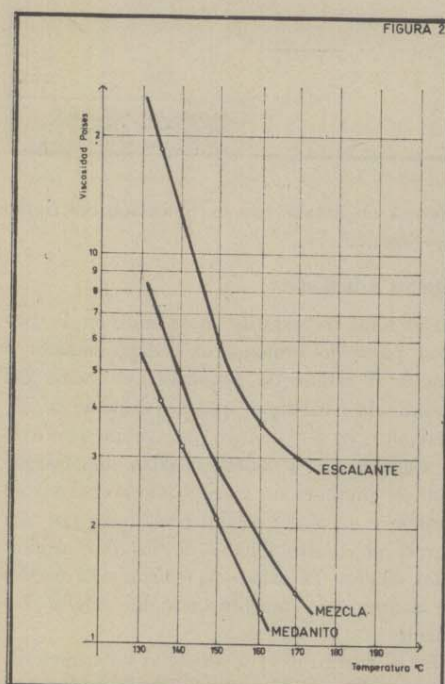
total de ensayos especificados por la norma IRAM y sus características son similares a las del asfalto estudiado en la primera parte del trabajo. En cambio, el asfalto Escalante presenta mayor consistencia que el anteriormente ensayado e inclusive su penetración está por

las curvas de susceptibilidad térmica de los asfaltos. En la figura nº 2 se presentan las mismas, destacándose, en todo el ámbito de temperatura cubierta, la marcada diferencia en consistencia del asfalto Escalante frente al de Medanito y la Mezcla.

CUADRO Nº 5

ENSAYOS COMPLEMENTARIOS SOBRE LOS ASFALTOS EMPLEADOS EN EL TRAMO EXPERIMENTAL

E N S A Y O	A S F A L T O		
	Medanito	Escalante	Mezcla
Contenido de asfaltenos (ASTM D-2006-65 T) (%)	18,8	28,3	24,3
Viscosidad a 135°C (ASTM D-2170) (cS)	428	1872	663
Viscosidad a 60°C y vacío equivalente a 30 cm de Hg (ASTM D-2171) (Poise)	2040	21799	3410
Viscosidad a 25°C y 5×10^{-2} seg ⁻¹ (Megapoise)	1,85	8,40	3,36
Indice de flujo complejo	0,92	0,31	0,81
Sobre el residuo del ensayo de pérdida por calentamiento a 163°C:			
Viscosidad a 60°C y vacío equivalente a 30 cm de Hg (ASTM D-2171) (Poise)	3857	80750	8819
Viscosidad a 25°C y 5×10^{-2} seg ⁻¹ (Megapoise)	5,01	13,8	7,00
Indice de flujo complejo	0,85	0,43	0,55



debajo del límite especificado para el tipo IV (Penetración 70-100) junto con su ductilidad y peso específico.

En cuanto a las características del asfalto mezcla constituido por partes iguales de los asfaltos antes mencionados puede decirse que si bien el mismo no cumple con la especificación vigente en su totalidad, su apartamiento no es muy grande y el mismo podría ser considerado como un asfalto normal.

Tal como fue dicho anteriormente, para aplicar el criterio de temperatura de equivalencia en la preparación y colocación de las mezclas asfálticas, fue necesario contar con

Construcción de la carpeta asfáltica de las secciones de ensayo

La estructura del pavimento en que se construyó la carpeta asfáltica consta de:

- 20 cm.: Suelo seleccionado
- 15 cm.: Suelo calcáreo arena asfalto
- 10 cm.: Concreto asfáltico para base
- 5 cm.: Concreto asfáltico para carpeta de rodamiento.

La mezcla asfáltica de la carpeta de rodamiento respondía a la siguiente dosificación:

- 42,9 %: Piedra granítica de Olavarría, 6-20
- 18,1 %: Arena silícea
- 30,4 %: Arena granítica

CUADRO Nº 6

CONDICIONES DE COMPACTACION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

Mezcla con asfalto de:	Temperatura de compactación (°C)	Viscosidad del asfalto (Poises)
Medanito	140 - 145	3,2 - 2,7
Escalante	155 - 160	4,5 - 3,7
Mezcla	145 - 150	3,6 - 2,8

3,8 %: Filler calcáreo

4,8 %: Cemento asfáltico.

Para la elaboración de la mezcla asfáltica se empleó una usina Barber Greene 847 con una producción de 120 Tn/h.

La temperatura de mezclado se reguló de acuerdo a la viscosidad de los asfaltos y siguiendo lo recomendado por el Instituto del Asfalto de EE. UU. (21) quien establece que la temperatura de mezclado más adecuada es aquella en que la viscosidad del asfalto está comprendida entre 75 y 150 segundos Saybolt Furol (aproximadamente 1,5 a 3,0 Poises).

En el caso que nos ocupa y de acuerdo a las curvas de susceptibilidad térmica de la figura nº 2, la temperatura de mezclado para el asfalto de Escalante fue 170°C, siendo algo más baja para los otros dos asfaltos.

Para la colocación y compactación de las mezclas se procedió con el mismo criterio que para el mezclado. De acuerdo a resultados obtenidos por Massaccesi (12) con asfaltos de características similares a los aquí empleados, la compactabilidad de las mezclas no se ve afectada hasta una temperatura por debajo de la cual la viscosidad de los asfaltos es superior a 8 Poises. En nuestro caso las condiciones de colocación y compactación de las mezclas fueron las que se muestran en el cuadro nº 6. Tal cual puede apreciarse en este cuadro, la viscosidad de los asfaltos a las respectivas temperaturas de trabajo, están muy por debajo de los 8 Poises, descartándose de esta manera la posible incidencia de las diferentes viscosidades de los asfaltos en la compactación de las mezclas.

El 18 de febrero de 1974 se comenzó a colocar en el sector II del tramo experimental, la mezcla fabricada con el asfalto de Medanita. Para ello se utilizó una terminadora Barber Green 873 con un ancho de colocación de 3,05 metros. La compactación se efectuó con un rodillo neumático. Tampo de 9 ruedas y 18 Tn (presión de neumático variable de 40 a 90 Lb/pulg.²); junto con una aplanadora Tandem Haber Warco de 8 Tn y una aplanadora Tandem Ingram de 8 Tn.

CUADRO Nº 7
CARACTERISTICAS DE LAS MEZCLAS EMPLEADAS EN EL
TRAMO EXPERIMENTAL

Mezcla con asfalto de:	Medanita	Escalante	Mezcla
Densidad Marshall (g/cm ³)	2,38	2,37	2,38
Estabilidad Marshall (kg)	680	1070	840
Fluencia Marshall (mm)	2,7	2,7	2,7
Betún recuperado (%)	4,8	4,6	4,7
Vacios (%)	3,2	3,7	3,2

La cantidad de mezcla asfáltica colocada fue de 315 Tn, abarcando una superficie de 2391 m² con una longitud aproximada de 390 m.

El 22 de febrero, también en el sector II, se colocó la mezcla asfáltica fabricada con una mezcla de 50 % de asfalto Medanita y 50 % de asfalto Escalante. Esta mezcla de asfaltos fue preparada previamente en la planta asfáltica. La cantidad de mezcla colocada fue de 433 Tn cubriendo una superficie de 2925 m² y un largo de aproximadamente 325 m.

Finalmente el 27 de febrero se colocó la mezcla correspondiente al asfalto Escalante en el sector III. En este caso, la cantidad de mezcla asfáltica colocada fue de 358 Tn en una superficie de 2681 m² y una longitud de 300 m. aproximadamente.

En los tres casos se utilizó el mismo equipo de compactación y terminación, la única variable fue como se dijo anteriormente, las diferentes temperaturas de compactación de las mezclas.

Durante la ejecución de los trabajos, en el laboratorio de obra se moldearon probetas Marshall de las distintas mezclas, para determinar sus características fisicomecánicas. Parte de estas probetas fueron ensayadas por la Inspección de Vialidad Nacional y otras enviadas al LEMIT. Al ser ensayadas estas últimas arrojaron los valores promedio que se muestran en el cuadro nº 7. Tal como puede apreciarse en este cuadro, la mezcla con asfalto Escalante es la que presenta el valor más elevado de estabilidad, si bien las diferencias que se observan con las otras mezclas no son tan

pronunciadas como lo hacían suponer las viscosidades a 60°C de los respectivos asfaltos. Esto podría ser explicado considerando el diferente comportamiento reológico de los mismos. Es así que cuando a un asfalto del tipo de Escalante se le aplican esfuerzos de corte en forma creciente, su consistencia disminuye en forma pronunciada, tal como lo indica su bajo índice de flujo complejo. En cambio asfaltos del tipo de Medanita o la Mezcla no son tan susceptible a los cambios de consistencia por acción de los esfuerzos cortantes (índice de flujo complejo alto). Ello significa que la marcada diferencia de viscosidad a 60°C del asfalto de Escalante frente a los otros dos, sólo se revela con cargas pequeñas. Cabe señalar que en el ensayo de estabilidad Marshall, los esfuerzos de corte son elevados y en tal caso la consistencia del Escalante no se diferencia en mucho de los otros asfaltos como lo demuestran los valores de estabilidad.

Para una mezcla con distintos asfaltos de fluir newtoniano, las estabilidades Marshall a 60°C, crecen en relación con la mayor viscosidad del asfalto, y se igualan cuando la estabilidad se determina a la temperatura de igual viscosidad de los asfaltos.

En general los valores obtenidos en el LEMIT, fueron coincidentes con los que se lograron en el laboratorio de obra.

Comportamiento de la carpeta asfáltica en los tramos de ensayo

En razón de las limitaciones impuestas para la realización del tramo experimental, las de-

CUADRO Nº 8
VALORES PROMEDIO OBTENIDOS DE LOS TESTIGOS DE PAVIMENTO

Mezcla con asfalto de	Medanita		Escalante		Mezcla	
	Inicial	8 meses	Inicial	8 meses	Inicial	8 meses
Período						
Densidad del testigo (g/cm ³)	2,35	2,38	2,35	2,37	2,34	2,34
Betún recuperado (%)	4,8	4,8	4,6	4,4	4,7	4,8
Vacios (%)	4,5	3,3	4,5	3,4	4,9	4,9
Granulometría de los agregados recuperados:						
Pasa tamiz 1"	100	100	100	100	100	100
Pasa tamiz 3/4"	96,0	100	97,7	97,2	99,2	100
Pasa tamiz 3/8"	78,3	82,0	75,4	77,8	78,0	84,3
Pasa tamiz Nº 4	64,4	66,2	64,1	64,0	65,0	70,4
Pasa tamiz Nº 10	50,4	54,4	50,0	52,5	51,0	56,9
Pasa tamiz Nº 40	34,0	36,1	32,4	33,4	32,7	36,0
Pasa tamiz Nº 80	13,0	13,8	12,6	12,4	12,5	14,4
Pasa tamiz Nº 200	6,2	6,4	5,7	5,2	5,7	6,3

(Continúa en la pág. 16)

INFORMACIONES DE VIALIDAD NACIONAL

ENERO - MARZO 1976

LAS TASAS DE PEAJE PARA EL PUENTE

INTERNACIONAL PAYSANDU - COLON

El día 3 de marzo último el Poder Ejecutivo Nacional, mediante el dictado del decreto N° 862/76, aprobó el estudio del peaje y las propuestas de las tasas respec-

tivas para el uso del puente internacional ubicado sobre el río Uruguay entre las ciudades de Colón (provincia de Entre Ríos) y Paysandú (República Oriental del

Uruguay), realizados por la Comisión Técnica "COTE-PAYCO".

Dichas tasas, que figuran en la planilla anexa del citado decreto, son las siguientes:

	Moneda Argentina pesos ley	Moneda uruguaya nuevo peso
1) Automóviles	200,—	5,—
2) Camionetas	300,—	7,50
3) Camiones 2 ejes	400,—	10,—
4) Camiones 3 ejes	800,—	20,—
5) Camiones 4 ejes	1.200,—	30,—
6) Camiones 5 ejes	1.600,—	40,—
7) Camiones de más de 5 ejes	1.600,— + 400,—	40,— + 10,—
	por cada eje en exceso	
8) Omnibus	800,—	20,—
9) Omnibus locales	400,—	10,—
10) Motocicletas	40,—	1,—
11) Casas rodantes, remolques o similares de 1 eje	100,—	2,50
12) Idem, de 2 ejes	200,—	5,—
13) Idem, de más de 2 ejes	200 + 100,—	5 + 2,50
	por cada eje en exceso	

El texto del decreto expresa que: "Visto el estudio de peaje elaborado por la Comisión Técnica Puente Paysandú-Colón (COTE-PAYCO) para el puente internacional sobre el río Uruguay entre las ciudades de Colón (provincia de Entre Ríos) y Paysandú (República Oriental del Uruguay), que obra en los expedientes N° 3.693/75 del Ministerio de Relaciones Exteriores y N° 10.706/75 de la Secretaría de Estado de Transporte y Obras Públicas, y Considerando, que el artículo 15° del Convenio Puente Paysandú-Colón vigente entre la República Argentina y la República Oriental del Uruguay, de fecha 8 de julio de 1968, instrumento internacional que permitió concretar la construcción del puente de referencia, dispone que dicha obra vial será explotada me-

dante el régimen de peaje;

Que el referido estudio ha sido realizado por la Comisión Técnica Puente Paysandú-Colón (COTE-PAYCO) con el fin de proponer a las Altas Partes contratantes las tasas de peaje a cobrar en dicho puente, de conformidad con lo establecido en el artículo 16° del Convenio anteriormente mencionado;

Que las tasas de peaje propuestas están destinadas a amortizar el costo de las obras en un período de tiempo que se estima adecuado y a cubrir los gastos de mantenimiento, conservación y servicio de la vinculación vial durante dicho plazo de amortización, tal como lo expresa el artículo 16° ya citado;

Que el estudio y las tasas de peaje resultantes, elevados por la Comisión Técnica Puente Paysandú-Colón

(COTE-PAYCO) cuentan con el acuerdo de los organismos competentes, a saber, Ministerio de Relaciones Exteriores y Culto y del Ministerio de Economía - Secretaría de Transporte y Obras Públicas, según consta en los expedientes citados;

Que por nota dirigida al Ministerio de Relaciones Exteriores y Culto de fecha 14 de enero de 1976, la Comisión Técnica Puente Paysandú-Colón, sobre la base de la experiencia recogida desde que fue habilitado dicho puente internacional, propone ampliar la clasificación de vehículos sujetos al pago de peaje, con la inclusión de motocicletas, casas rodante y remolques o similares, lo cual se estima correcto y concordante con las facultades propias de la referida Comisión Técnica.

Rebajas de las tarifas de peaje en el puente "General Belgrano"

La Dirección Nacional de Vialidad ha resuelto rebajar las tarifas que en concepto de peaje venían aplicándose en el Puente "General Belgrano", que vincula las provincias de Chaco y Corrientes.

Dicha medida, que representa una substancial reducción con respecto a las tarifas vigentes a partir del 1° de enero de 1976, fue adoptada en virtud de las preocupaciones puestas de manifiesto, como así también de las gestiones realizadas por los gobiernos del Chaco y Corrientes.

Las autoridades de dichos estados provinciales, expresaron la necesidad de que se revieran los valores establecidos, de manera tal, que los precios de los productos de consumo masivo no se vieran sensiblemente recargados por el traslado de los aumentos dispuestos.

La Dirección Nacional de Vialidad, que había procedido al reajuste mencionado, en base a la estricta aplicación de disposiciones legales vigentes en ese aspecto,

haciéndose eco de los justos pedidos recibidos y debidamente compenetrada del sentido social que los anima, dispuso la reducción de las tarifas vigentes, solucionando así las inquietudes demostradas por las autoridades provinciales.

Los nuevos valores que rigen desde el 19 de enero de 1976, son los siguientes:

- a) Automóviles y camionetas ... \$ 25.—
- b) Camiones chicos (2 ejes) .. \$ 100.—
- c) Camiones grandes (3 ejes o más) \$ 200.—
- d) Omnibus (más de 24 plazas) \$ 80.—
- e) Microómnibus (hasta 24 plazas) y todos los vehículos de transporte colectivo (cualquiera sea el número de sus asientos), que realicen el servicio entre las ciudades de Resistencia y Corrientes \$ 30.—

ADJUDICÓSE LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN DEL TUNEL TRASANDINO INTERNACIONAL CARRETERO ARGENTINO - CHILENO "CRISTO REDENTOR"



La Dirección Nacional de Vialidad adjudicó las obras de construcción del Túnel Trasandino Internacional Carretero "Cristo Redentor", Sector Argentino, en el tramo: Las Cuevas (Argentina), Caracoles (Chile) de la Ruta Nacional Nº 7 en jurisdicción de la provincia de Mendoza y el límite con la República de Chile y edificios de control y vivienda para el personal que operará en el túnel.

La adjudicación correspondió a la propuesta más baja a cargo de la empresa **TECHINT COMPANIA TECNICA INTERNACIONAL S.A.C. e I.**, por un importe total de 1.441.085,872 pesos.

La ejecución de esta obra constituye la más importante definición política en materia de transporte internacional, para la integración económica de la república de Chile y Argentina y, a la vez, es también la carretera de integración para el comercio entre el Atlántico y el Pacífico.

Dicha obra mejorará notablemente el intercambio de mercaderías que hoy utilizan la vía marítima, con los considerables atrasos que ello representa, al tener en toda América Latina sólo dos pasos de agua: El Estrecho de Magallanes y el

Canal de Panamá, por lo cual al concluir los trabajos que se han adjudicado se iniciará la tan deseada integración americana.

El Túnel Internacional "Cristo Redentor" presentará las siguientes características: será de dos manos y su boca se construirá a 3.208 metros sobre el nivel del mar. La longitud del túnel a excavar medirá 3.200 metros; 1.600 metros en la zona Argentina y 1.600 metros en la zona de Chile.

Esta primera conexión con camino pavimentado habrá de unir las redes troncales de ambos países, en Chile por la ruta CH 60, a su capital Santiago, a 174 kilómetros del límite internacional, y al puerto de Valparaíso ubicado a 60 kilómetros de ésta. En la Argentina, por la ruta nacional Nº 7 a la ciudad de Mendoza, ubicada a 180 kilómetros del límite y por la misma ruta a la ciudad de Buenos Aires distante a 1.000 kilómetros. Asimismo, permitirá dar posibilidades a la interconexión eléctrica de los sistemas chileno-argentino, para lo cual se ha previsto su instalación, de común acuerdo entre los organismos viales respectivos con Agua y Energía Eléctrica de Argentina y la empresa E.N.D.E.S.A. de Chile.

FINALIZAN LAS OBRAS DEL PUENTE INTERNACIONAL FRAY BENTOS - UNZUE

Se estima que antes de finalizar el mes de julio próximo, quedarán concluidas las obras de construcción del Puente Internacional Fray Bentos-Unzué, que se está ejecutando sobre el río Uruguay en virtud de un convenio que suscribieron las Repúblicas de Uruguay y Argentina, con el aporte de un crédito del Banco Interamericano de Desarrollo (BID) y un singular esfuerzo financiero de ambos países.

Dentro de las características técnicas, el puente tendrá una longitud de 5.366 metros que se descomponen de esta manera:

Un vano principal de 220 metros de luz entre apoyos (récord mundial en hormigón pretensado) y una altura libre de 36 metros, referida al cero de Fray Bentos, en todo el vano sobre el canal navegable. Dos vanos contiguos al principal con una luz de 145 metros entre apoyos.

Además, 24 vanos secundarios de 70 metros de luz entre pilas, correspondiendo 17 en territorio argentino y 7 en territorio uruguayo y dos vanos de transición, uno en cada país, de 55 metros de luz entre apoyos.

Un viaducto en la margen norte (Argentina) constituido por 26 vanos de 41 metros de luz y un vano final de 40,5 metros y, asimismo, 1957 metros de terraplenes, correspondiendo 1.622 metros al lado argentino y 335 metros al lado uruguayo.

El ancho del puente será de 8,30 metros de calzada y dos veredas de 1,50 metros cada una.

La estructura del puente es de hormigón armado fundado en su tramo principal sobre 2 pilas con 4 cilindros de 10 metros cada una. El resto de la fundación se hace sobre pilotes de 1,50 metros de diámetro y el tablero del puente es de hormigón pretensado.

OBRAS VIALES EN LA MESOPOTAMIA

La Dirección Nacional de Vialidad tiene en ejecución una serie de 44 obras que se realizan en distintas rutas que están ubicadas en jurisdicción de las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones que totalizan 1.200 kilómetros de caminos y 3.623 metros de puentes. Dentro de estas

obras, —que de acuerdo con sus respectivos presupuestos demandará una inversión global superior a los 1.100 millones de pesos ley—, se destacan las que se realizan en las rutas nacionales números 12 y 14, que representan la principal conexión con el Complejo Zárate-Brazo Largo.

DELEGADO INTERVENTOR EN LA DIRECCION NACIONAL DE VIALIDAD

En la Dirección Nacional de Vialidad ha sido designado Delegado Interventor el Coronel Enrique Carlos Ferro, quien se encuentra desempeñando dichas funciones desde el día 24 del mes de marzo.

FUERON PRORROGADOS ACUERDOS CON VARIAS FIRMAS CONSULTORAS

El Poder Ejecutivo Nacional dictó el decreto Nº 4.165, de fecha 30 de diciembre último, mediante el cual aprueba lo actuado por la Dirección Nacional de Vialidad al haber prorrogado, ad-referéndum y por el lapso que medie hasta la fecha de las nuevas contrataciones, los acuerdos que tenía suscritos con las firmas consultoras Adina S.A., Cadia S.A., Consular S.A., Consulbaires S.A. e Instituto Tecnológico del Hormigón S.A., para la asistencia técnica de obras que ejecuta por intermedio de terceros.

En los considerandos del citado documento se expresa que "la medida de que se trata se funda en la necesidad de asegurar la continuidad de la prestación de las tareas de referencia, dados los altos intereses públicos en juego y habida cuenta de la imposibilidad de realizar esas labores con personal propio, por no contar en sus cuadros con el número suficiente de profesionales y técnicos para atender servicios emergentes de la gran cantidad de obras en marcha, a su cargo, en todo el ámbito del país".

"Que la prórroga de dichos acuerdos regirá hasta tanto la Dirección Nacional de Vialidad, sobre la base del resultado que obtenga en los concursos de méritos, antecedentes y títulos que realizará conforme con la documentación que ha preparado, ajustada a los términos del Decreto-Ley Nº 18875/70, efectúe las nuevas contrataciones".

terminaciones y observaciones a realizar en el mismo, se reducen a comparar el desempeño de las carpetas para establecer el comportamiento de los tres asfaltos, aceptando que el resto de las variables que regulan el comportamiento de las carpetas son prácticamente iguales.

Al finalizar la construcción de los tres tramos de carpeta asfáltica, el aspecto de las mismas no presentaba diferencias notables a simple vista en lo que a color y textura se refiere. A los pocos días se tomaron muestras del pavimento, efectuándose la extracción de los mismos con máquina coladora Acker con broca de diamante de 15 cm de diámetro, cubriendo diferentes zonas de la superficie pavimentada. Esta operación se repitió luego de ocho meses de construido el tramo.

Los valores promedio que se obtuvieron al ensayar los testigos se exponen en el cuadro nº 8. Tal como era de esperar, por el poco tiempo transcurrido, no se han producido cambios notables en las características de las distintas mezclas, ya que las variaciones que se aprecian son normales para este tipo de ensayos. En lo referente a los vacíos de la mezcla se observa que el grado de compactación logrado está dentro de las exigencias vigentes y en un mismo orden para las tres mezclas, pese a las diferentes características de los asfaltos.

Para verificar los cambios producidos en los asfaltos, se procedió a su extracción y posterior recuperación. Para ello se aplicó el método de Abson (ASTM D 1856-69). El asfalto correspondiente a las muestras individuales de cada tramo, se reunió en una sola muestra para su posterior ensayo.

En los cuadros nros. 9, 10 y 11 se presentan los valores obtenidos en los asfaltos recuperados del pavimento y los correspondientes a los asfaltos originales y luego del ensayo de calentamiento en película delgada. Tanto el asfalto de Medanito como la Mezcla no presentan cambios significativos en sus propiedades luego de transcurridos 8 meses en servicio, notándose una muy buena concordancia en los valores obtenidos luego del ensayo de pérdida en película fina y la de los asfaltos recuperados del pavimento una vez finalizada su construcción.

Donde se observan mayores cambios es en el Escalante y los mismos vienen dados por un elevado incremento de consistencia a cualquiera de las temperaturas consideradas.

Según Kandhal y colaboradores (22) en observaciones realizadas en tramos experimentales concluyen que la viscosidad a 25°C y 0,05 seg⁻¹ guarda una estrecha relación con el comportamiento en servicio. Es así que los comportamientos más pobres se obtuvieron con asfaltos de elevada consistencia. Si bien este es un hecho que no puede generalizarse, debe ser tomado en cuenta en las evaluaciones que se efectúen.

Durante el año 1974 se llevó un control del número de vehículos que circularon por el tramo experimental. Un puesto de registro

se ubicó en la zona correspondiente al asfalto Escalante aproximadamente a 2 mts. de la banquina y el promedio mensual fue de 5.039 vehículos por día. El otro puesto de registro se encuentra en la zona construida con el asfalto de Medanito a 5 mts. de la banquina y el promedio mensual registrado fue de 8.050 vehículos por día.

Tal como fue dicho anteriormente no es posible sacar conclusiones respecto al comportamiento de los asfaltos en razón del escaso tiempo transcurrido desde la ejecución de la obra. Se han programado una serie de controles y extracción de testigos en forma periódica para seguir la evolución del tramo. Los resultados que se obtengan serán motivo de informes posteriores.

Agradecimiento:

Por la valiosa colaboración prestada para el proyecto, ejecución y control del tramo experimental se agradece a los Dres. Celestino Ruiz y Alfredo Pinilla e Ing. Hipólito Fernández García de la Comisión Permanente del Asfalto; a los Ings. Oscar Rivara y O. Petrocelli de la Dirección Nacional de Vialidad; a los Ings. Duilio D. Massaccesi y Eduardo Rueda Ibáñez y Técnicos Omar Iosco y Martín Pucko del LEMIT, al Ing. M. Smith Molina de la empresa pavimentadora, a las empresas Y.P.F., ESSO S.A.P.A. y SHELL C.A.P.S.A. que suministraron los asfaltos y a todos aquellos que de alguna forma participaron en la realización de este trabajo.

CUADRO Nº 9
CAMBIOS PRODUCIDOS EN EL ASFALTO MEDANITO

	Original	Después de 5 hs. a 163°	Recuperado del Pavimento	
			Inicial	8 meses
Penetración a 25°C				
(100 g-5 seg)	75	52	54	54
Punto de ablandamiento				
(A y E) (°C)	46,8	—	49,8	50,0
Ductilidad a 25°C (cm)	+ 150	+ 150	+ 150	+ 150
Viscosidad a 60°C (Poises)	2040	3857	3690	3866
Viscosidad a 25°C, y 5 x				
10-2 seg ⁻¹ (Megapoise)	1,85	5,00	4,82	5,81
Índice de flujo complejo	0,92	0,85	0,83	0,77
Contenido de asfaltenos (%) ..	18,8	—	23,4	23,6

CUADRO Nº 10
CAMBIOS PRODUCIDOS EN EL ASFALTO ESCALANTE

	Original	Después de 5 hs. a 163°	Recuperado del Pavimento	
			Inicial	8 meses
Penetración a 25°C				
(100 g-5 seg)	60	46	44	39
Punto de ablandamiento				
(A y E) (°C)	59,0	—	68,0	73,0
Ductilidad a 25°C (cm)	22	7	6	5
Viscosidad a 60°C (Poises) ..	21799	80750	150300	> 150000
Viscosidad a 25°C y 5 x				
10-2 seg ⁻¹ (Megapoise)	8,40	13,8	15,0	22,0
Índice de flujo complejo	0,31	0,43	0,46	0,36
Contenido de asfaltenos (%) ..	28,3	—	31,1	32,5

CUADRO Nº 11
CAMBIOS PRODUCIDOS EN EL ASFALTO MEZCLA

	Original	Después de 5 hs. a 163°	Recuperado del Pavimento	
			Inicial	8 meses
Penetración a 25°C				
(100 g-5 seg)	70	50	52	48
Punto de ablandamiento				
(A y E) (°C)	50,8	—	53,4	54,0
Ductilidad a 25°C (cm)	+ 150	91	75	60
Viscosidad a 60°C (Poises) ...	3410	8819	8430	8491
Viscosidad a 25°C, y 5 x				
10-2 seg ⁻¹ (Megapoise)	3,36	7,70	7,62	8,10
Índice de flujo complejo	0,81	0,55	0,56	0,51
Contenido de asfaltenos (%) ..	24,3	—	25,9	27,5

(Continúa en la pág. 28)

Método para la dosificación de concretos asfálticos convencionales para tamaño máximo, igual o menor a 25 milímetros.

Por la Ing. Yolanda R. RIVARA de RONCHI y el Téc. Oscar F. M. LLANO

Para dosificar una mezcla asfáltica es necesario conocer y utilizar las exigencias y propiedades que se detallan a continuación:

1. Exigencias de servicio.
2. Características de los agregados pétreos y cemento asfáltico.
3. Características de la mezcla.
4. Procedimiento para la dosificación.
 - a) Equipo necesario.
 - b) Ensayos a realizar sobre los agregados pétreos y sobre el cemento asfáltico.
 - c) Preparación de la mezcla de áridos.
 - d) Temperaturas de trabajo (del C. A. de los agregados minerales; de mezcla y compactación).
 - e) Mezclado.
 - f) Compactación.
 - g) Ensayos de probetas; cálculos; determinación de densidades; Método Rice; determinación de vacíos; vacíos del agregado mineral relación betún-vacíos; estabilidad; fluencia; relación estabilidad-fluencia.
 - h) Dispersión de resultados.
 - i) Determinación del porcentaje de C.A. óptimo.
 - j) Determinación del Índice de Compactabilidad.
5. Corrección de la mezcla:
 - a) Estabilidad — Bajo porcentaje de vacíos.
 - b) Estabilidad — Alto porcentaje de vacíos.
 - c) Estabilidad — Baja fluencia.
 - d) Estabilidad — Alta fluencia.
 - e) Baja compactabilidad.
 - f) Falta de adherencia.

1. EXIGENCIAS DE SERVICIO:

Estas mezclas en caliente, tienen buen comportamiento en servicio cuando son proyectadas, construidas y apoyadas correctamente. Se deben tener en cuenta para este fin, las siguientes exigencias de servicio:

- a) **Durabilidad:** La mezcla debe ser resistente a los agentes climáticos, particularmente a la acción desintegrante del agua y al alto efecto abrasivo del tránsito. Depende fundamentalmente de la utilización de agregados pétreos sanos, y duros, de un adecuado contenido de cemento asfáltico, de la compactación relativa de la mezcla, del contenido de vacíos, de la calidad del filler en el caso de usarse y de que el material que pasa el tamiz número 40 de la mezcla no tenga plasticidad.

- b) **Resistencia al deslizamiento:** Es necesario contar con un porcentaje de cemento asfáltico óptimo y con un porcentaje de vacíos adecuado. Un exceso de cemento asfáltico en la capa de rodamiento es la causa más común de deslizamiento; bajo contenido de cemento asfáltico (o una falta de adherencia) y agregados que se pulan con el tránsito, originan una falta de fricción entre los neumáticos y el pavimento durante la acción del frenado, sobre todo en períodos de lluvia o alta humedad. Es necesario contar con un porcentaje de vacíos suficientes, como para que el aumento de densidad de la mezcla por la reiteración de cargas, no sea motivo de afloración del cemento asfáltico.

- c) **Flexibilidad:** Es la capacidad de deformarse elásticamente que tiene la mezcla asfáltica, para acompañar sin agrietamientos, ni roturas, las pequeñas deflexiones que sufre la base bajo cargas, por otra parte debe tener cierto carácter plástico que le permita relajar las tensiones provocadas por diferencias de la temperatura y adaptarse a los movimientos de las estructuras viales manteniendo uniforme e íntimo contacto con las capas de apoyo no asfálticas. Está influenciada por la rigidez del cemento asfáltico usado (medido por la penetración o la viscosidad y su susceptibilidad térmica), por un adecuado porcentaje de cemento asfáltico óptimo; por la relación filler-betún y por la relación estabilidad-fluencia.

- d) **Estabilidad:** Puede definirse como la resistencia a la deformación plástica de la mezcla bajo la acción del tránsito. La mezcla asfáltica compactada es sometida en estado de compresión semi-confinada a esfuerzos de corte. Depende su comportamiento de la forma, tamaño y textura superficial de los agregados; dureza y cubicidad de los mismos; características del cemento asfáltico; porcentaje óptimo del mismo; relación filler-betún y grado de compactación.

- e) **Compactabilidad:** La mezcla debe permitir una fácil distribución y una co-

recta densificación. Los factores que influyen son: tipo de cemento asfáltico; porcentaje óptimo del mismo; granulometría; textura y rugosidad del agregado y muy particularmente la forma de las partículas del agregado mineral y la relación filler-betún. Un adecuado porcentaje de arena natural redondeada, asegura una buena trabajabilidad.

El cumplimiento de estas cinco exigencias mencionadas, involucra además de los factores mencionados para cada una de ellas, el especial cuidado de las temperaturas y procesos de mezclado, aplicación y compactación.

2. CARACTERISTICAS MAS IMPORTANTES DE LOS AGREGADOS MINERALES A USAR EN LOS CONCRETOS ASFALTICOS CONVENCIONALES.

- a) **Resistencia:** Los agregados minerales deben ser resistentes a la rotura o degradación por efecto de las causas que se mencionan:

- 1) Acción del clima.
- 2) Calentamiento en el secado.
- 3) Proceso de compactación.
- 4) Efectos del tránsito.

Los ensayos que deben realizarse en los agregados para aprobar su posterior utilización son:

- Análisis del estado de conservación.
- Abrasión "Los Angeles".

- b) **Limpieza:** Cuando las partículas de los agregados están cubiertas de arcilla, se detecta por:

- Constantes físicas.
- Análisis granulométrico, por vía seca y por vía húmeda.
- Equivalente de arena.

- c) **Forma de la partícula y textura superficial:**

Se prefieren las partículas angulosas, que se asemejen a formas cúbicas o tetraédricas y cuya textura superficial sea rugosa. La forma de la partícula está fijada por el ensayo de cubicidad. Cuando los agregados están compuestos por partículas lisas y redondeadas es difícil lograr altas estabilidades. El uso total de agregados triturados hace que sea mala la compactabilidad de la mezcla estudiada.

- d) **Graduación del agregado y tamaño máximo:** La determinación de la granulometría de los agregados debe ha-

cerse por vía seca y húmeda, utilizándose la primera para conformar las muestras representativas de los agregados pétreos y la segunda para el cálculo de la dosificación de áridos. La diferencia de ambas granulometrías se manifiesta claramente por debajo de las fracciones libradas por el tamiz número 40. Para determinar la granulometría por vía húmeda, se conforma una muestra representativa del agregado, en base a la granulometría determinada por vía seca. La graduación del agregado influye sobre los vacíos en el agregado mineral (V.A.M.), los vacíos de aire, estabilidad y densidad de las mezclas. Afecta la trabajabilidad, segregación y compactabilidad de las mismas.

Tamaños máximos mayores, se utilizan en las capas de base. Cuanto mayor es el tamaño máximo de las partículas del concreto asfáltico, menor es el porcentaje en peso de cemento asfáltico a utilizar.

Para capas de rodamiento la mayor resistencia al deslizamiento está dada por el tamaño máximo de las partículas de los agregados, que no deberá exceder de $\frac{1}{2}$ ".

- e) **Densidad:** El comportamiento de las capas asfálticas está regulado en gran parte por la proporción de los agregados en volumen, pero para su preparación deben utilizarse necesariamente la composición en peso. Si no se tiene en cuenta, la diferencia de densidad de los agregados a usar se originan inconvenientes en el comportamiento de las mezclas. La representación en los gráficos semilogarítmicos de las curvas granulométricas, se hace en base a pesos de partículas obtenidas por tamizado. En consecuencia si la densidad de uno o más agregados es diferente en más de 0,200 gr/cm³ a la de los restantes habrá deficiencia o exceso de los agregados entre sí. La graduación en peso debe ser ajustada a los porcentajes equivalentes en volumen (ver ejemplo en la pág. n° 25).

- f) **Porosidad de las partículas de los agregados:** Debe ser medida, determinando la humedad de absorción; forma parte del ensayo normalizado para determinar el peso específico aparente y el peso específico de los agregados secos (bulk).

El contenido de asfalto total de una mezcla será igual a la suma del asfalto absorbido más el asfalto efectivo. El asfalto absorbido por los poros comunicados con el exterior de las partículas de los agregados, no actúa como ligante, por lo tanto el porcentaje efectivo del cemento asfáltico de la mezcla

varía según la porosidad de los agregados, haciendo cambiar las relaciones volumétricas de las características de la mezcla. La cantidad de asfalto perdido por absorción de los agregados, se determina por el Método Rice de saturación al vacío.

- g) **Agregados hidrófobos o hidrófilos:** Este tipo de agregado (generalmente muy silíceos) tiende a dejar desplazar la cobertura de asfalto de su superficie por el agua. Se controla esta propiedad por medio del ensayo de Estabilidad Residual; cuando dicho valor es menor del 75 % se debe agregar al asfalto cierto porcentaje en peso de aditivo amínico o cal hidratada al agregado que favorecen la adherencia. **Características más importantes de los cementos asfálticos a usar en los concretos asfálticos convencionales.**

Normalmente se emplean cementos asfálticos de penetración 40-50, hasta 150-200; utilizándose los de menor penetración en las zonas de clima cálido y los de mayor penetración en los climas fríos para dar a la mezcla mayor flexibilidad. Se tendrá en cuenta que las mezclas de bajo contenido de asfalto tienden a hacerse quebradizas y a romperse; en cambio cuando se exceden en asfalto, los pavimentos se hacen inestables, aflora el material bituminoso, haciéndose peligroso en época de lluvia o de alta humedad.

La cantidad de cemento asfáltico a utilizar varía entre el 3,5 % y 7,0 % en peso de la mezcla, dependiendo éste de la graduación y tamaño del agregado y de la energía de compactación aplicada.

Cuando la base donde apoyarán las capas de concreto son firmes y soportarán tráfico pesado generalmente se utilizan asfaltos de penetración 70-100.

El comportamiento en servicio de un concreto asfáltico dependerá del cuidado con que se ha elegido el tenor de asfalto óptimo y de la penetración del mismo, en lo que concierne al material bituminoso.

3. CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA

Estabilidad Marshall: Es la carga máxima expresada en Kg. que puede resistir sin que se produzca falla una probeta preparada y ensayada en condiciones normalizadas.

Fluencia Marshall: Es la reducción del diámetro de la probeta, expresada en cm., en el momento de alcanzar la carga máxima y en la dirección de ésta.

Densidad: Es la relación entre el peso de la mezcla compactada y el volumen de la misma incluyendo los vacíos.

Vacíos: Volumen de los espacios entre partículas de agregados recubiertos por

asfalto, expresado como porcentaje del volumen total de la probeta.

Vacíos del agregado mineral: Volumen de los espacios entre partículas de agregados minerales con el cemento asfáltico absorbido (volumen igual al del material saturado a superficie seca), expresado como porcentaje del volumen total de la mezcla compactada.

Relación betún-vacíos: Expresa el porcentaje de los vacíos de los agregados minerales compactados, ocupados por el cemento asfáltico en la probeta.

Relación Estabilidad-Fluencia: Razón entre la carga máxima en Kg. y la deformación en cm.

Relación filler-betún: Es la relación en volumen del pasa tamiz número 200 del agregado sobre ese mismo pasa tamiz número 200, más el volumen de cemento asfáltico.

Definidas las características de la mezcla, conviene aclarar qué nos brinda el Método Marshall. Para una mezcla de áridos, que cumpla una especificación determinada con un tamaño máximo igual o menor a 25mm., según sea usada para base o carpeta y según el tránsito que la solicitará, nos permitirá determinar el porcentaje óptimo de cemento asfáltico. La energía de compactación de acuerdo al tránsito será de 50 ó 75 golpes normalizados por cara.

El porcentaje de cemento asfáltico elegido será el que nos dé una mayor densidad de mezcla compactada; es decir la densidad máxima que se obtendrá en servicio, después de la compactación en la etapa constructiva y la producida por el tránsito. Es el porcentaje que corresponde a una máxima estabilidad y con un porcentaje de vacíos que representa el valor medio de los determinados en las especificaciones para el concreto asfáltico en estudio. Determinado el promedio de estos tres porcentajes de cemento asfáltico, se verifica si con dicho por ciento el valor de fluencia cae dentro de los límites establecidos y si los V.A.M. para el tamaño máximo nominal del agregado pétreo usado son mayores que los mínimos indicados en el siguiente cuadro:

Tamices	Tamaño máximo nominal (mm)	Mínimos V.A.M. (%)
Nº 16	1,18	23,5
Nº 8	2,36	21,0
Nº 4	4,75	18,0
Nº 3/8"	9,50	16,0
Nº 1/2"	12,50	15,0
Nº 3/4"	19,00	14,0
Nº 1"	25,00	13,0
Nº 1 1/2"	37,50	12,0
Nº 2"	50,00	11,5

Se considera tamaño máximo nominal del agregado, al tamiz (o abertura en mm) que sigue en la serie al que permite pasar el 100 %.

Si los V.A.M. no superan los valores es-

tablecidos, se deberá variar los porcentajes de los áridos utilizados o incorporar nuevos agregados para lograr una mezcla adecuada.

El Método Marshall es aplicable también al control de calidad de la producción diaria de la mezcla, preparada por la planta asfáltica durante la ejecución de la obra. Permite:

Establecer la relación de Estabilidad de un juego de probetas compactadas de una mezcla completa producida por la planta y otro juego de probetas compactadas de una mezcla de áridos producida por la planta a la que se le adiciona en el laboratorio el relleno mineral y el cemento asfáltico. El promedio de las estabilidades de las probetas del 2º juego no diferirá en más del 10 % del promedio de las estabilidades de las del 1er. juego. La fluencia y el % de vacíos de ambos juegos de probetas deberán estar comprendidas dentro de los límites establecidos. El control de compactación en obra debe hacerse diariamente, refiriendo la densidad de las probetas extraídas en el tramo construido con la densidad promedio obtenida con el 2º juego de probetas.

Se debe tener presente que lo ideal en la dosificación de una mezcla, es la solución técnico-económico, es decir que se obtenga una mezcla que cumpliendo con las especificaciones, permita usar los materiales locales o aquellos cuya distancia de transporte sea mínima; que sea compactable con el equipo disponible y que fundamentalmente, como ya se mencionó, su comportamiento bajo carga revele una relación estabilidad-fluencia aceptable para el tipo de tránsito que la solicite. Debe tenerse en cuenta que la estabilidad crece marcadamente al reducirse la temperatura debido a la susceptibilidad térmica del asfalto es decir el incremento de su consistencia al descender aquella; por lo tanto es necesario evitar valores excesivamente altos de la estabilidad a la temperatura del ensayo (60°C).

Como la fluencia no es susceptible a los cambios de temperatura la relación estabilidad-fluencia crece en el mismo orden que la primera al disminuir la temperatura; en esas condiciones la flexibilidad y la fatiga del material se hacen críticas en especial cuando las capas no asfálticas de apoyo de toda la estructura permiten deflexiones elevadas y radios de curvatura reducidos. Por todo lo dicho un buen comportamiento en servicio de las capas de mezclas asfálticas será función de la relación de la carga máxima (estabilidad) con la deformación (fluencia) no debiéndose considerar un alto valor de la estabilidad como un índice suficiente de calidad si su fluencia es reducida.

4. PROCEDIMIENTO PARA LA DOSIFICACION:

- Equipo necesario: La descripción de los elementos necesarios puede verse en la norma de V.N.E. 9.
- Ensayos a realizar sobre los agregados pétreos:
 - Granulometría de los agregados por vía seca y húmeda. Norma V.N.E. 7.
 - Desgaste Los Angeles.
 - Análisis del estado de conservación.
 - Cubicidad. Norma V.N.E. 16.
 - Equivalente de arena. Norma V.N.E. 10.
 - Constantes físicas. Norma V.N.E. 2 y 3.
 - Peso específico de los materiales granulares. Norma V.N.E. 13, 14 y 15.
 - Concentración crítica. Norma V.N.E. 11.
 - Peso específico efectivo y absorción de asfalto. Método J. Rice. Norma V.N.E. 27.

Sobre los cementos asfálticos:

- Penetración - Norma IRAM 6576.
 - Oliensis - Norma IRAM 6594
 - Punto de ablandamiento - Norma IRAM 115.
 - Pérdida por película delgada - Norma IRAM 6604 y 6582.
 - Punto de inflamación - Norma IRAM 6555.
 - Peso específico - Norma IRAM 6587.
 - Ductilidad - Norma IRAM 6579.
- c) Preparación de la mezcla de áridos.
- Para determinar las proporciones de áridos se deben utilizar los valores de las granulometrías de los agregados determinadas por vía húmeda, para obtener la curva granulométrica resultante que cumpla con las condiciones exigidas. A continuación se indicará un ejemplo de estudio de una mezcla.

La granulometría resultante calculada debe ser sensiblemente paralela a los límites de la especificación indicada, en general de forma cóncava hacia arriba.

Obtenidos los porcentajes en que intervienen los agregados en la dosificación se prepara una mezcla de aproximadamente 150 gr. del material que pasa el tamiz Nº 200 en las proporciones establecidas en la planilla de cálculos de la granulometría resultante, que están indicados en la columna que dice para C_s (pasa tamiz 200).

Con dicho material se realizan los ensayos de Peso específico aparente del relleno mineral y concentración crítica. En este ejemplo:

Pe. a. = 2,670 Kg/dm³ y C_s = 0,36
Con estos datos podemos calcular para cada tenor de cemento asfáltico, el porciento en volumen del material que pasa el tamiz 200.

Para 4 % de cemento asfáltico será:

$$\% \text{ en peso} = \frac{96 \times 6}{100} = 5,76$$

$$\% \text{ en volumen} = \frac{5,76}{2,670} = 2,16$$

Este valor será usado para calcular la concentración en volumen correspondiente a cada uno de los porcentajes de cemento asfáltico.

Para 4 % de cemento asfáltico:

$$C = \frac{2,16}{2,16 + 4,00} = 0,35$$

Para 4,5 % de cemento asfáltico:

$$\% \text{ en peso} = \frac{95,5 \times 6}{100} = 5,73$$

$$\% \text{ en volumen} = \frac{5,73}{2,670} = 2,15$$

$$C = \frac{2,15}{2,15 + 4,50} = 0,32$$

Planilla de Granulometrías y Pesos Específicos													
Nº de muestra	Material	vía	Porcentaje que pasa criba o tamiz								Pesos Específicos		
			1"	3/4"	3/8"	4	8	40	100	200	Pe.a.	Pe.a.s.	Abs.
1	Agregado grueso	seca	100	80	40	20	5	3	1,5	0,5	—	2,585	95
		húm.	100	81	42	21	6	4	2,0	1,0	—	—	—
2	Arena de trituración	seca	—	—	100	93	85	24	14,0	4,5	—	2,591	1,2
		húm.	—	—	100	95	88	27	18,0	6,0	—	—	—
3	Arena Silíceas	seca	—	—	—	—	100	70	20,0	1,0	—	2,560	0,3
		húm.	—	—	—	—	100	70	20,0	2,0	—	—	—
4	Filler Calcareo *	seca	—	—	—	—	—	100	95,0	88,0	2,720	—	—

* Cuando se utiliza filler calcáreo, la granulometría se determina por el método ASTM C25-44. Tratándose de cal hidratada, la granulometría se determina por vía húmeda.

El cálculo de las proporciones de los áridos se hace utilizando los métodos gráficos conocidos o el de las aproximaciones sucesivas. A continuación se calcularon los porcentajes en que intervienen cada uno de los agregados en estudio.

Se hace uso del criterio de "Concentración crítica" para los fillers, en una mezcla asfáltica, para evitar una elevada rigidez innecesaria del medio ligante filler-betún que compromete su comportamiento a bajas temperaturas. Por lo tanto, la relación del volumen del material que pasa el tamiz N° 200 de la mezcla, y dicho volumen más el volumen de asfalto no debe ser mayor que la concentración crítica.

$$C - (- < 1).$$

Para preparar la mezcla de la granulometría resultante se utilizarán los agregados secos a peso constante. Se pesarán las cantidades necesarias de cada fracción de los agregados previamente separados al efectuar las granulometrías por vía seca y del relleno mineral.

Para calcular la planilla de pesos de áridos acumulados, se parte generalmente de un peso de mezcla igual a 1200 gr. Como el porcentaje óptimo de cemento asfáltico en estas mezclas es de aproximadamente 5 % en peso de mezcla, podemos calcular el peso total de los áridos.

$$1200 \times 0,05 = 60 \text{ gr. de C. A.}$$

$$1200 - 60 = 1140 \text{ gr. de áridos}$$

Con las granulometrías obtenidas por vía seca de la planilla de agregados minerales y los porcentajes de áridos adoptados tenemos:

Material	%	Peso de áridos acumulados
Agregado grueso	=	$52 \times 1140 = 749$
% Retenido tamiz 3/4"	=	$20 \times 749 = 150$ 150
% Retenido tamiz 3/8"	=	$40 \times 749 = 299$ 449
% Retenido tamiz 4	=	$20 \times 749 = 150$ 599
% Pasa tamiz 4	=	$20 \times 749 = 150$ 749
Arena de trituración	=	$28 \times 1140 = 403$
% Retenido tamiz 4	=	$7 \times 403 = 28$ 777
% Pasa tamiz 4	=	$93 \times 403 = 375$ 1152
Arena silícea	=	$16 \times 1140 = 230$
% Pasa tamiz 4	=	$100 \times 230 = 230$ 1382
Filler calcáreo	=	$4 \times 1140 = 58$
% Pasa tamiz 4	=	$100 \times 58 = 58$ 1440

Manteniendo constante el peso de los áridos, se calculan los pesos de mezcla correspondientes a los porcentajes de cemento asfáltico que queremos ensayar; suponiendo que se ensayará con 3,5 - 4,0 - 4,5 - 5,0 y 5,5 % de asfalto calculamos:

Planilla para el cálculo de peso de mezcla					
% de C.A. a ensayar	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
Peso total de áridos	1140	1140	1140	1140	1140
% en peso de áridos	96,5	96,0	95,5	95,0	94,5
Peso total de mezcla	1181	1187	1194	1200	1206
Peso del C.A.	41	47	54	60	66

Planilla para el cálculo de la Granulometría Resultante

Materiales	%	Tamices																Para C _s pa. 200
		1"		3/4"		3/8"		4		8		40		100		200		
		%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	
Agregado grueso	52	100	52	81	42	22	21	11	6	3	4	2	2	1,0	1	0,5	8,4	
Arena de irritación	28	100	28	100	28	100	28	95	27	88	25	27	8	18	5,0	6	1,7	28,3
Arena silícea	16	100	16	100	16	100	16	100	16	100	16	70	11	20	3,2	2	0,3	5,0
Filler calcáreo	4	100	4	100	4	100	4	100	4	100	4	100	4	95	38	88	3,5	58,3
Resultante	100		100		90		70		58		48		25		13		6,0	100
Especificaciones		100		80-100						40-55						4-10		

Se harán como mínimo tres probetas para cada tenor de asfalto. Conviene preparar una probeta de prueba para verificar si el peso de mezcla estimado nos permite obtener una probeta compactada de $\varnothing = 10,16$ cm. y $h = 6,35$ cm. ($\pm 1,30$ mm). Si no se obtiene la altura dentro de la tolerancia fijada, se corrige el peso total de la mezcla. Conociendo la altura (H) de la probeta de prueba y su peso (P'), se determina la cantidad exacta de mezcla necesaria, con la fórmula:

$$P = \frac{6,35 \times P'}{H}$$

d) Temperaturas de trabajo: Es un hecho conocido la influencia de la resistencia

formación sobre la temperatura de equiviscosidad de los asfaltos de uso corriente en el país, en función de su rango de penetración pueden utilizarse los límites de calentamiento del asfalto, según V.N. E. 9-4. 1.2/3. (°).

Temperatura del cemento asfáltico: Se calienta durante 30 a 40 minutos a la temperatura establecida por la tabla 1 de la Norma V.N. E. 9-4.1.3.

Temperatura de los agregados minerales: Se calientan durante dos horas como mínimo a una temperatura igual a la que se usa para el cemento asfáltico más 15° C.

Temperatura del molde y zapata del pisón de compactación: Se calientan por lo menos durante 30 minutos a una temperatura comprendida entre 100 y 150° C.

Temperatura de mezclado y compactación:

a) Para mezclas finas o gruesas con agregados porosos: inferior en 20° C. a los límites establecidos para el cemento asfáltico.

b) Para mezclas gruesas con agregados no porosos: inferior en 10° C. a los límites establecidos para el cemento asfáltico.

Estas temperaturas corresponden, la primera a la necesaria para que la viscosidad del asfalto caiga dentro de un entorno de 90 a 110 segundos S.F. y la segunda de 150 a 170 segundos S.F. Un calentamiento excesivo y prolongado produce un endurecimiento en el asfalto; cuando se ha mantenido más de dos horas a la temperatura de los límites establecidos, debe ser reemplazado.

e) Mezclado: Una vez que los materiales

(*) El Asphalt Institute recomienda calentar el cemento asfáltico a la temperatura para la cual la viscosidad Saybolt Furol del mismo cae dentro de un valor 85 ± 10 segundos (o sea una viscosidad cinemática de 170 ± 20 centistokes), y para el mezclado y compactación establece la temperatura a la cual la viscosidad Saybolt Furol del cemento asfáltico es 140 ± 15 segundos (o sea una viscosidad cinemática de 280 ± 30 centistokes).

se han calentado durante dos horas a la temperatura correspondiente, se vuelcan dentro de un recipiente adecuado para el mezclado, que estará a la temperatura de los agregados; se mezclan rápidamente y se forma un hoyo en el centro adonde se vuelcan el cemento asfáltico, directamente sobre ellos, pesando la cantidad adecuada para cada punto de la dosificación. Se mezcla colocando el conjunto sobre un baño de arena caliente a la temperatura de los agregados, con una cuchara de albañil, dándole un fuerte amasado, todo en el menor tiempo posible. Si la temperatura fuera inferior a los límites determinados, cuando se termina de uniformar la mezcla, debe desecharse ésta y si estuviera en el límite superior de la temperatura del asfalto, se aireará hasta llegar a la temperatura de compactación.

Una vez finalizada la operación de mezclado y si se está trabajando con agregados porosos (alto porcentaje de absorción de agua) se debe colocar la mezcla en una estufa, regulada a la temperatura de compactación, durante un período de tiempo comprendido entre 90 y 120 minutos.

Este período es el necesario para que los agregados absorban rápidamente parte del asfalto total, considerándose este tiempo el que generalmente en promedio se emplea en obra para el transporte, colocación e iniciación de la compactación de la mezcla.

f) **Compactación:** Antes de proceder al moldeo de la probeta, se retira de la estufa el molde que ha sido previamente calentado, lo mismo que la zapata del pisón a una temperatura comprendida entre los 100 y 150° C. durante por lo menos 30 minutos. Se coloca el molde sobre el pedestal de compactación se introduce un disco de papel (de filtro) no absorbente en el fondo del molde y se vuelca la mezcla dentro de éste con una cuchara de almacenero, se la acomoda punzando con una espátula caliente quince veces alrededor del perímetro interior del molde y diez veces en el centro de la misma.

Se nivela la superficie de la mezcla y se coloca otro disco de papel. se apoya la zapata del pisón de compactación y se aplica el número de golpes especificado, a caída libre, cuidando que el vástago del pisón se mantenga bien vertical. Concluida la compactación de una cara se invierte la posición del molde con la probeta haciendo asentar firmemente la cara superior o golpeada en la base y se apli-

ca el mismo número de golpes sobre la cara inferior. Terminada la compactación, se quita el collar de extensión y la base, dejándose enfriar al aire durante dos horas como mínimo. Se coloca de nuevo el collar de extensión y con un extractor se retira la probeta del molde. Se numera ésta y se la coloca sobre una superficie lisa y ventilada durante 24 horas.

g) **Ejecución del ensayo:** Se determina la altura de la probeta por medición directa, mediante un calibre de 0,1 mm de aproximación, de las alturas correspondientes a los extremos de dos diámetros perpendiculares entre sí. De acuerdo a lo indicado anteriormente, la altura promedio de las probetas estará comprendida entre 6,48 y 6,22 cm. Se pesan las probetas y se determina el peso unitario (densidad) de cada una de ellas, según el método establecido en la Norma de V.N. N° 12. dicha norma es aplicable cuando se trata de una mezcla cerrada y por lo tanto las probetas presentan una textura superficial impermeable, sin oquedades. En el caso de mezclas abiertas y que al compactarse presenten en sus superficies oquedades o poros grandes, el volumen de las mismas se determinará por medidas directas del diámetro y la altura.

Una vez determinadas las densidades de las probetas, se sumergen en el baño termostático regulado a la temperatura de 60° C. ($\pm 0,5^\circ\text{C}$), manteniéndolas en el mismo durante un período de tiempo comprendido entre 30 y 40 minutos (generalmente 35 minutos).

Cumplido el tiempo se coloca la probeta, previamente secadas sus superficies en la mordaza inferior. (Se recomienda que las mordazas tengan en el momento del ensayo una temperatura comprendida entre 21° y 38° C; de no ser así se usará un baño termostático para este fin), centrándola, se inserta luego en las varillas guías la mordaza superior. Se lleva el conjunto a la prensa de ensayo, se coloca el flexímetro medidor de fluencia sobre el extremo de una de las varillas guías, llevando la lectura a cero; se acciona la manivela del motor de la prensa, que aplicará la carga a la probeta a una velocidad constante de 50 mm/minuto, hasta el momento en que el flexímetro indicador de la carga, que está colocado en el aro de la prensa, se detiene e invierte la marcha, en ese preciso instante se debe leer el valor de la fluencia.

Desde el momento en que se retira la probeta del baño termostático, hasta el fin del ensayo en la prensa, no debe

transcurrir un período de tiempo mayor de 30 segundos.

Cálculos: Como se indica en 4 (b), se deben haber efectuado los ensayos, por lo tanto conocemos los pesos específicos de los agregados y los porcentajes en que intervienen en la mezcla. Luego podemos calcular la densidad máxima teórica (D_t), suponiendo que en la probeta compactada no existieran vacíos. Se calcula por la fórmula siguiente:

$$D_t = \frac{100}{\frac{P_1}{Peas_1} + \frac{P_2}{Peas_2} + \frac{P_3}{Peas_3} + \frac{P_4}{Peas_4} + \frac{P_5}{Peas_5}}$$

donde:

$P_1, P_2 \dots P_5$ Son los porcentajes en peso de los materiales que intervienen en la mezcla total.

$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 100$$

$Peas_1, Peas_2, Peas_3$ = Peso específico del agregado seco (bulk) de cada uno de los agregados indicados.

Pea_4 = Peso específico aparente del relleno mineral.

Pea_5 = Peso específico absoluto del asfalto (para el caso general se utiliza 1.000 gr/cm³).

Vacíos de la mezcla compactada: expresado en porcentaje del volumen total, indica la diferencia relativa entre la densidad máxima teórica (D_t) y la de la probeta.

$$V(\%) = 100 \left(1 - \frac{d}{D_t} \right)$$

d = densidad o peso unitario de la probeta compactada, según norma V.N.E. N° 12.

D_t = densidad máxima teórica.

Vacíos del agregado mineral: expresado en porcentaje del volumen total, representa el volumen de vacíos existente en el agregado mineral, en el estado de densificación alcanzado.

$$V.A.M. = V + (d \times CA)$$

V = vacíos de la mezcla compactada.

d = densidad de la probeta.

CA = porcentaje en peso del cemento asfáltico total: considerando el peso específico del mismo igual a 1,000 gr/cm³.

Relación betún-vacíos: Expresa el por-

centaje de los vacíos del agregado mineral ocupado por asfalto en la mezcla compactada.

$$RBV = \frac{100 \times d \times CA}{V.A.M.}$$

En la planilla que figura a continuación se han colocado los datos obtenidos de los diferentes ensayos realizados y se han calculado los valores de las características de la mezcla que figura en el ejemplo siguiendo la metodología indicada precedentemente. Calculando las relaciones volumétricas de los agregados en esta forma, parte del volumen de vacíos está ocupado por asfalto. Debe descontarse el volumen de asfalto absorbido, para tener los vacíos reales de la probeta compactada.

Casi todos los agregados que se usan para mezclas asfálticas convencionales,

así como absorben cierta cantidad de agua, también absorben parte del cemento asfáltico incorporado en la mezcla. Por lo tanto, podemos definir para un agregado, un peso específico aparente (Norma V. N. Nº 13 y 14), un peso específico agregado seco (bulk) (Norma V. N. Nº 13 y 14) y un peso específico efectivo o virtual (Norma V. N. Nº 27), que se calculará en función del peso específico máximo teórico medido (Dm) por el método de Rice. El volumen de cemento asfáltico absorbido, es menor que el volumen de agua que es capaz de absorber el agregado; la parte del material bituminoso no absorbido por las partículas del agregado se denomina asfalto real o efectivo. Se entiende, por lo

tanto, que contenido de asfalto total, será igual a la suma del asfalto absorbido más el asfalto efectivo. Para un agregado determinado, el volumen de asfalto absorbido será igual a la diferencia entre el volumen del agregado saturado a superficie seca y el volumen del agregado determinado para calcular el peso específico efectivo o virtual. Los cálculos necesarios para determinar, el porcentaje de asfalto absorbido y efectivo; vacíos reales; V. A. M.; etc., son los siguientes:

- 1) Se determinará la densidad (d) de la probeta compactada de acuerdo a la norma V. N. Nº 12.
- 2) Se calculará la densidad máxima teórica (D_t), que alcanzaría la mezcla si no tuviera vacíos, mediante la fórmula:

DOSIFICACION PARA CAPA DE RODAMIENTO										Nº de GOLPES: 75		Factor del Aro. fa = 4, 29 kg./cm. ¹⁰⁰									
Nº de MUESTRA	MATERIAL	DOSIFICACION		Peso espec. a.s. g/cm ³	Yolum. vol. cm ³	Nº de probeta	Altura prom. h cm	Peso Probeta		Volumen Probeta cm ³	Densidad Probeta g/cm ³	Vacíos V. %	V.A.M. %	R.B.V. %	ESTABILIDAD				FLUENCIA		Relación Estab./Flu. R.F. kg/cm
		de los áridos %	de la mezcla %					Peso seco g.	Peso saturado g.						lectura dial. Ld.	Carga total ct. kg.	Verres factor altura fh.	Estabilidad corregida Ec. kg.	cm	aulg. 100	
1	Agregado grueso	52.0	49.9	2.585	19.30	1	6.46	1207.2	681.2	529.0	2.282				194	832	0.98	815	0.23	9	
2	Arena de trituf.	28.0	26.9	2.591	10.38	2	6.46	1196.4	1199.0	529.6	2.259				187	802	0.98	786	0.28	11	
3	Arena silícea	16.0	15.4	2.560	6.02	3	6.37	1195.9	1199.0	529.6	2.287				189	811	1.00	811	0.25	10.	
4	Filler calcaéreo	4.0	3.8	2.720	1.40																
5	C.A. (70-100)	—	4.0	1.000	4.00																
DENSIDAD TEORICA D _t = $\frac{100}{\frac{100}{2.433} + \frac{4.0}{1.000}}$ = 2.433 EV 41.10																					
C = 0.35 c/cs = 0.97																					
1	Agregado grueso	52.0	49.7	2.585	19.23	4	6.42	1207.6	1209.7	527.1	2.291				193	828	0.99	820	0.28	11	
2	Arena de trituf.	28.0	26.7	2.591	10.30	5	6.42	1202.7	1205.0	524.3	2.294				197	845	0.99	837	0.25	10	
3	Arena silícea	16.0	15.3	2.560	5.98	6	6.37	1206.2	1209.0	524.4	2.309				196	841	1.00	841	0.28	11	
4	Filler calcaéreo	4.0	3.8	2.720	1.40																
5	C.A. (70-100)	—	4.5	1.000	4.50																
DENSIDAD TEORICA D _t = $\frac{100}{\frac{100}{2.415} + \frac{4.5}{1.000}}$ = 2.415 EV 41.41																					
C = 0.32 c/cs = 0.89																					
1	Agregado grueso	52.0	49.4	2.585	19.11	7	6.42	1224.0	1224.9	526.0	2.327				199	854	0.99	845	0.30	12	
2	Arena de trituf.	28.0	26.6	2.591	10.27	8	6.37	1219.5	1220.3	523.4	2.330				201	862	1.00	862	0.30	12	
3	Arena silícea	16.0	15.2	2.560	5.94	9	6.46	1218.7	1219.2	529.9	2.300				203	871	0.98	854	0.30	12	
4	Filler calcaéreo	4.0	3.8	2.720	1.40																
5	C.A. (70-100)	—	5.0	1.000	5.00																
DENSIDAD TEORICA D _t = $\frac{100}{\frac{100}{2.397} + \frac{5.0}{1.000}}$ = 2.397 EV 41.72																					
C = 0.30 c/cs = 0.83																					
1	Agregado grueso	52.0	49.2	2.585	19.03	10	6.37	1218.3	1219.0	529.2	2.330				196	841	1.00	841	0.33	13	
2	Arena de trituf.	28.0	26.4	2.591	10.19	11	6.46	1224.6	1225.1	529.0	2.315				198	849	0.98	832	0.36	14	
3	Arena silícea	16.0	15.1	2.560	5.90	12	6.42	1222.3	1222.6	527.3	2.318				198	849	0.99	841	0.36	14	2.395
4	Filler calcaéreo	4.0	3.8	2.720	1.40																
5	C.A. (70-100)	—	5.5	1.000	5.50																
DENSIDAD TEORICA D _t = $\frac{100}{\frac{100}{2.380} + \frac{5.5}{1.000}}$ = 2.380 EV 42.02																					
C = 0.28 c/cs = 0.78																					
1	Agregado grueso	52.0	48.9	2.585	18.92	13	6.42	1212.6	1212.7	524.5	2.312				179	768	0.99	760	0.36	14	
2	Arena de trituf.	28.0	26.3	2.591	10.15	14	6.46	1213.4	1213.8	527.8	2.299				172	758	0.98	723	0.38	15	
3	Arena silícea	16.0	15.0	2.560	5.86	15	6.36	1210.3	1210.5	521.9	2.319				202	867	1.00	867	0.43	17	
4	Filler calcaéreo	4.0	3.8	2.720	1.40																
5	C.A. (70-100)	—	6.0	1.000	6.00																
DENSIDAD TEORICA D _t = $\frac{100}{\frac{100}{2.362} + \frac{6.0}{1.000}}$ = 2.362 EV 42.33																					
C = 0.26 c/cs = 0.72																					

$$D_t = \frac{100}{\frac{P_1}{Peas_1} + \frac{P_2}{Peas_2} + \frac{P_3}{Peas_3} + \frac{P_4}{Peas_4} + \frac{P_5}{Peas_5}} \text{ ya analizada}$$

3) Se calculará el peso específico del agregado seco o bulk del agregado pétreo total.

$$Peas = \frac{100}{\frac{P'_1}{Peas_1} + \frac{P'_2}{Peas_2} + \frac{P'_3}{Peas_3} + \frac{P'_4}{Peas_4}}$$

Siendo P'_1 , P'_2 , P'_3 y P'_4 los porcentajes en peso de los agregados gresos, finos y relleno mineral, con respecto a la mezcla de áridos.

4) Conociendo la densidad máxima medida (D_m), que se determina por el método de Rice, se puede determinar el peso específico efectivo o virtual del agregado mineral de la mezcla.

$$Pe.ef = \frac{100 - \% CA}{\frac{100}{D_m} - \frac{\% CA}{PeaCA}}$$

Siendo $PeaCA$ el peso específico del cemento asfáltico y $\% CA$ el porcentaje en peso de cemento asfáltico de la mezcla, con que se realizó la determinación de D_m , por el método Rice.

5) Una vez hallado el $Pe.ef$, se puede obtener el porcentaje de cemento asfáltico absorbido, por peso de agregado seco, por medio de las siguientes fórmulas:

$$ACA (\%) = \left(\frac{Pe.ef - Peas}{Pe.ef \times Peas} \right) PeaCA \times 100$$

$$ACA (\%) = \frac{(D_m - D_t)}{D_m \times D_t \times P.ag.p.} PeaCA \times 10.000$$

Siendo $P.ag.p.$ el porciento de agregado pétreo, con respecto a la mezcla total.

6) Se hallará el porcentaje del volumen de agregados con respecto al volumen bruto de la probeta.

$$V \text{ agreg} (\%) = \frac{P.ag.p. \times d}{Peas}$$

7) Se determinará el porcentaje de vacíos reales (V_r %) como porcentaje del volumen de aire con respecto al volumen bruto de la probeta compactada.

$$V_r (\%) = 100 \left(1 - \frac{d}{D_m} \right)$$

8) Se calculará el volumen de cemento asfáltico efectivo, con respecto a volumen de la probeta.

$$VCA \text{ efec} (\%) = 100 - (Vag + V_r)$$

9) Se hallará el volumen de los vacíos de los agregados minerales

$$V.A.M. (\%) = 100 - Vag = 100 - \left(\frac{P.ag.p. \times d}{Peas} \right)$$

10) Se determinará el contenido de CA efectivo con respecto al peso de mezcla.

$$PCA \text{ efec.} = PT_{CA} - \frac{ACA}{100} P.ag.p.$$

Siendo PT_{CA} el porcentaje en peso de asfalto total con respecto a la mezcla.

En la planilla que figura a continuación se han colocado los datos obtenidos de los diferentes ensayos realizados y se han calculado los valores de las características de la misma mezcla que figura en la planilla anterior siguiendo la nueva metodología indicada.

h) Dispersión de los resultados

Calculados así los valores de las relaciones volumétricas de los componentes de la mezcla, ellos se obtienen para cada concreto en estudio, como el promedio aritmético de los valores individuales obtenidos por cada probeta de la serie. En un ensayo normal, la dispersión de los resultados individuales, de cada probeta con respecto al promedio aritmético estará dentro de los siguientes límites:

Estabilidad

$$\frac{\text{Valor más bajo} - \text{Prom E} - E_1}{\text{Prom. E}} 100 \leq 10 \%$$

$$\frac{\text{Valor más alto} - E_2 - \text{Prom E}}{\text{Prom. E}} 100 \leq 10 \%$$

Fluencia

$$\frac{\text{Valor más bajo} - \text{Prom F} - F_1}{\text{Prom. E}} 100 \leq 20 \%$$

$$\frac{\text{Valor más alto} - F_2 - \text{Prom F}}{\text{Prom. F}} 100 \leq 20 \%$$

Densidad

$$\frac{\text{Valor más bajo} - \text{Prom. d.} - d_1}{\text{Prom. d}} 100 \leq 1 \%$$

$$\frac{\text{Valor más alto} - d_2 - \text{Prom d}}{\text{Prom d}} 100 \leq 1 \%$$

Si uno de los tres valores obtenidos para cada tenor de asfalto se aleja marcadamente de los límites arriba indicados, deberá ser descartado, calculando los promedios aritméticos con los dos restantes.

Ver planilla de dosificación).

i) Determinación del porcentaje de cemento asfáltico óptimo.

Con los promedios de los valores obtenidos para cada tenor de asfalto (tres probetas como mínimo), se trazan los siguientes gráficos:

- 1) Estabilidad — $\% CA$
- 2) Fluencia — $\% CA$
- 3) Densidad — $\% CA$
- 4) Vacíos — $\% CA$
- 5) V.A.M. — $\% CA$
- 6) R.B.V. — $\% CA$

En las curvas así obtenidas, se observan las siguientes tendencias:

- 1) La estabilidad aumenta con el tenor de cemento asfáltico, hasta un cierto máximo y luego decrece.
- 2) La fluencia aumenta con mayores porcentajes de CA , observándose que una vez alcanzado el óptimo, crece más marcadamente.
- 3) La curva de densidad — $\% CA$ es similar a la correspondiente a la de estabilidad; observándose en general que la máxima densidad corresponde a un tenor de CA un poco mayor, que el que nos da la mayor estabilidad.
- 4) El porcentaje de vacíos decrece con el aumento del porcentaje del $C. A.$

DOSIFICACION PARA CAPA DE RODAMIENTO

Nº de GOLPES: 75

Peso específico C.A. = 1,000 g/cm³

Penetración C.A. = 80

Dm (Rice) para 5 % de C.A. = 2,416 g/cm³

Dt de la mezcla para 5 % de C.A. = 2,397 g/cm³

Absorción (por peso de agregado) % de C.A. = 0,35

Peso específico efectivo de agregados = 2,611 g/cm³

Pe agregado seco (Bak) de agregados = 2,587 g/cm³

Factor del Aro - fa = 4,29 kg/mm²

Nº de MUESTRA	MATERIAL	DOSIFICACION de los áridos		Peso especif. g/cm³	Volum. Vd. cm³	Nº de la probeta	Altura prom.	Peso Saco	Probeta seca	Volum. susp. en agua	Densid. probeta	% en Volumen			% de V.A.M.	Contenid. de C.A. efectivo en % en peso de mezcla	ESTABILIDAD				FLUENCIA		Rebación Estabil. Fluencia R %/F. Kg/cm.
		%	mezcla %				h. cm.	Ps. g.	Ph. g.	Pt. g.	cm³	g/cm³	C.A. efec. livo	Aridos			Vacios	Car. ga total. Kg.	Carac. factor altura Ph.	Estabil. corrección Ec. Ch. Kg.	cm.	pulg 100	
1	Agregado grueso	52.0	49.9	2.611	36.77	1	6.46	1207.2	1210.2	681.2	529.0	2.282					194	832	0.98	815	0.23	9	
2	Arena de tritur.	28.0	26.9			2	6.46	1196.4	1199.0	669.4	529.6	2.259						187	802	0.98	886	0.28	11
3	Arena silícea	16.0	15.4			3	6.37	1195.9	1199.0	676.1	522.9	2.287						189	811	1.00	811	0.25	10
4	Filler calcreo	4.0	3.8																				
5	C.A.	—	4.0	1.000	4.00																		
Dm = $\frac{100}{\text{EV}} = 2,453$							EV		4077		Promedios		2.276		8.4	84.4	7.2	15.6	3.66	804		0.25	3.215
C = 0.35							C/cs = 0.97																
1	Agregado grueso	52.0	49.7	2.611	36.58	4	6.42	1207.6	1209.7	682.6	527.1	2.291					193	828	0.99	820	0.28	11	
2	Arena de tritur.	28.0	26.7			5	6.42	1202.7	1205.0	680.7	524.3	2.294						197	845	0.99	837	0.25	10
3	Arena silícea	16.0	15.3			6	6.37	1206.2	1209.0	686.6	522.4	2.309						196	841	1.00	841	0.28	11
4	Filler calcreo	4.0	3.8																				
5	C.A.	—	4.5	1.000	4.50																		
Dm = $\frac{100}{\text{EV}} = 2,434$							EV		4108		Promedios		2.298		9.6	84.8	5.6	15.2	4.17	833		0.27	3.085
C = 0.32							C/cs = 0.89																
1	Agregado grueso	52.0	49.4	2.611	36.38	7	6.42	1224.0	1224.9	698.9	526.0	2.327					199	854	0.99	845	0.30	12	
2	Arena de tritur.	28.0	26.6			8	6.37	1219.5	1220.3	696.9	523.4	2.330						201	862	1.00	862	0.30	12
3	Arena silícea	16.0	15.2			9	6.46	1218.7	1219.2	689.3	529.9	2.300						203	871	0.98	854	0.30	12
4	Filler calcreo	4.0	3.8																				
5	C.A.	—	5.0	1.000	5.00																		
Dm = $\frac{100}{\text{EV}} = 2,416$							EV		4138		Promedios		2.319		10.8	85.2	4.0	14.8	4.67	854		0.30	2.845
C = 0.30							C/cs = 0.83																
1	Agregado grueso	52.0	49.2	2.611	36.19	10	6.37	1218.3	1219.0	696.1	522.9	2.330					196	841	1.00	841	0.33	13	
2	Arena de tritur.	28.0	26.4			11	6.46	1224.6	1225.1	696.1	529.0	2.315						198	849	0.98	832	0.36	14
3	Arena silícea	16.0	15.1			12	6.42	1222.3	1222.6	695.3	527.3	2.318						198	849	0.99	841	0.36	14
4	Filler calcreo	4.0	3.8																				
5	C.A.	—	5.5	1.000	5.50																		
Dm = $\frac{100}{\text{EV}} = 2,399$							EV		4169		Promedios		2.321		11.9	84.8	3.3	15.2	5.17	838		0.35	2.395
C = 0.28							C/cs = 0.78																
1	Agregado grueso	52.0	48.9	2.611	36.00	13	6.42	1212.6	1212.7	688.2	524.5	2.312					179	768	0.99	760	0.36	14	
2	Arena de tritur.	28.0	26.3			14	6.46	1213.4	1213.8	686.0	527.8	2.299						172	738	0.98	723	0.38	15
3	Arena silícea	16.0	15.0			15	6.36	1210.3	1210.5	688.6	521.9	2.319						202	867	1.00	867	0.43	17
4	Filler calcreo	4.0	3.8																				
5	C.A.	—	6.0	1.000	6.00																		
Dm = $\frac{100}{\text{EV}} = 2,381$							EV		4200		Promedios		2.310		13.1	83.9	3.0	16.1	5.67	783		0.39	2.010
C = 0.26							C/cs = 0.72																

5) El porcentaje de V.A.M. decrece hasta un mínimo y luego aumenta para mayores tenores de C. A.

6) La relación Betún-Vacíos crece con el aumento del porcentaje de C. A.

En la planilla que figura a continuación se observan los gráficos correspondientes a las distintas características de la mezcla, expresadas como se indica en el apartado i).

La estabilidad de las probetas debe referirse a la altura normal de 63,5 mm.; por lo tanto se multiplicará la carga total hallada por el factor de corrección obtenido del cuadro que a continuación se detalla, en función de la altura real de la probeta.

h. de la probeta (cm)	Factor Corrección	h. de la probeta (cm)	Factor Corrección
6,82	0,89	6,26	1,02
6,79	0,90	6,22	1,03
6,75	0,91	6,17	1,04
6,70	0,92	6,15	1,05
6,66	0,93	6,12	1,06
6,63	0,94	6,10	1,07
6,58	0,95	6,07	1,08
6,53	0,96	6,05	1,09
6,48	0,97	6,01	1,10
6,44	0,98	5,97	1,11
6,39	0,99	5,95	1,12
6,35	1,00	5,91	1,13
6,31	1,01	5,87	1,14

Con los datos obtenidos en los gráficos anteriores, se calculará el contenido óptimo de asfalto, promediando los siguientes valores:

- El porcentaje de asfalto, que corresponda a la mayor densidad.
- El contenido de asfalto que corresponda a la mayor estabilidad.
- El porcentaje de asfalto que corresponda al valor medio de los porcentajes de vacíos, fijados como límites en las especificaciones de la carpeta o base en estudio.

Con el porcentaje de cemento asfáltico promedio, se verifica si el valor de fluencia está dentro de los límites establecidos; y si el valor de los V.A.M. correspondiente a ese contenido de asfalto supera los valores de V.A.M., que para cada tamaño máximo nominal se especifican en el cuadro publicado al comienzo de este trabajo.

Si no cumple con estas condiciones se deberá buscar una nueva mezcla, que con un tenor de C. A. calculado como anteriormente se explicó, cumpla con todas las especificaciones requeridas. De acuerdo a lo indicado en la pág. Nº 18 se da un ejemplo de como pasar de una dosificación en peso a una dosificación equivalente en volumen. Las fórmulas a usar son las siguientes:

$$\text{Vol} = \frac{P}{\text{Peas}} \quad P = \text{Vol. Peas.}$$

$$\text{Peas. prom.} = \frac{100}{\frac{\% P_1}{\text{Peas}_1} + \frac{\% P_2}{\text{Peas}_2} + \frac{\% P_3}{\text{Peas}_3}}$$

(por peso)

$$\text{Peas. prom.} = \frac{100}{\frac{\% \text{Vol}_1 \text{Peas}_1}{\text{Peas}_1} + \frac{\% \text{Vol}_2 \text{Peas}_2}{\text{Peas}_2} + \frac{\% \text{Vol}_3 \text{Peas}_3}{\text{Peas}_3}}$$

(por vol.)

$$\% P_n = \frac{\% \text{Vol}_n \text{Peas}_n}{\text{Peas prom.}}$$

Siendo P_n = Peso del material n

Vol. n = Volumen del material n

$\% P_n$ = % en peso del agregado n

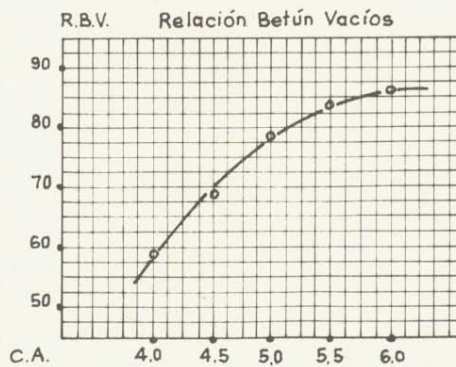
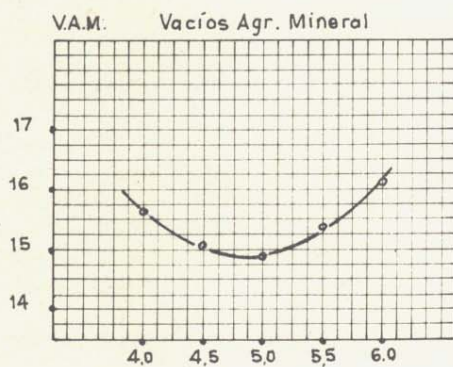
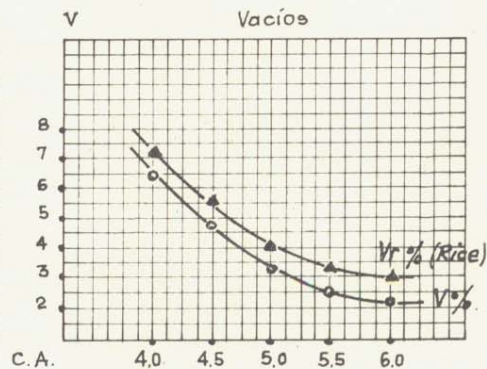
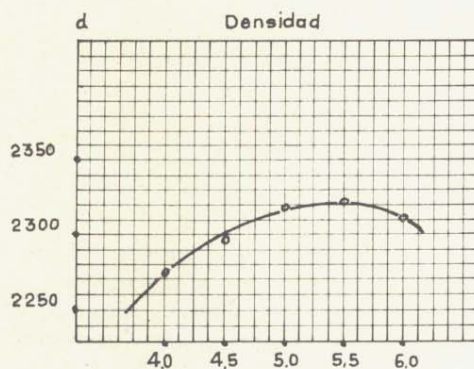
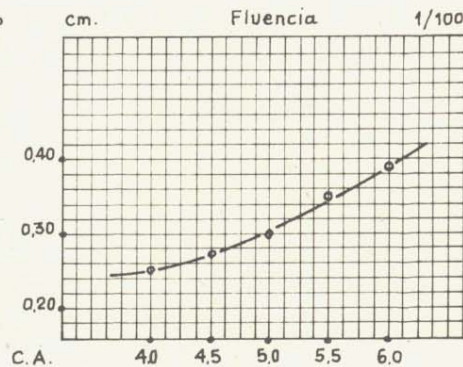
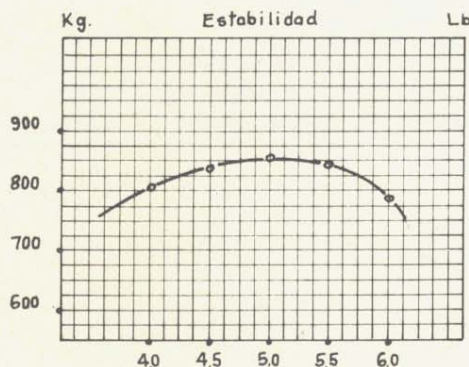
$\% \text{Vol. n}$ = % en volumen del agregado n

$\text{Peas}_1; \text{Peas}_2; \text{Peas}_3$; peso específico del agregado seco (bulk) de cada uno de los materiales.

ENSAYO MARSHAL

Dosificación para capa de Rodamiento 75 golpes por capa

Ruta Nº Provincia
Tramo
Sección Progresiva
Remite



Con un ejemplo arbitrario se aclarará el procedimiento a seguir para obtener la composición de la mezcla de agregados en volumen. Si se presentan tres materiales A, B y C, cuyos pesos específicos son 3,00; 2,65 y 2,40 respectivamente y por el método convencional por peso se deben mezclar en la proporción 60 - 20 - 20 %, para pasar a la dosificación equivalente en volumen se procederá de la siguiente manera:

Como el problema es determinar una nueva combinación en peso con los tres agregados, que guarde una relación en volumen de 60 - 20 - 20 %, en un primer paso se hallará el peso específico promedio (por volumen) usando las proporciones deseadas.

Planilla para el cálculo de la Granulometría Resultante																	
Materiales	%	Tamices															
		1"		3/4"		3/8"		4		8		40		100		200	
		%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.
A	60	100	60	81	49	46	28	30	18	16	10	7	4	2	1,2	1	0,6
B	20	100	20	100	20	100	20	100	20	80	16	32	6	10	2,0	6	1,2
C	20	100	20	100	20	100	20	100	20	100	20	65	13	49	9,8	21	4,2
Resultante	100	100		89		68		58		46		23		13		6	100
Especificaciones		100		80-100						40-55						4-10	

$$\text{Peas prom} = \frac{60 \times 3,00 + 20 \times 2,65 + 20 \times 2,40}{100} = 2,81$$

Se calcula luego el % en peso, correspondiente a cada % en volumen:

$$\% P_1 = \frac{\% \text{Vol}_1 \text{ Peas}_1}{\text{Peas prom}} \quad \% P_1 = \frac{60 \times 3,00}{2,81} = 64,0 \%$$

$$\% P_2 = \frac{20 \times 2,65}{2,81} = 18,9 \%$$

$$\% P_3 = \frac{20 \times 2,40}{2,81} = 17,1 \%$$

Con estos % P se cumple con los % Vol. de 60 - 20 - 20 %; es interesante hacer notar que los agregados de mayor peso específico pasan a % mayores y que los agregados de menor peso específico, pasan a % menores. Por esta razón se debe verificar si con estos nuevos valores "en peso", la granulometría resultante cae dentro de los límites fijados en la especificación

Cálculo original
Granulometría ajustada según % en volumen
En este caso la granulometría corregida por volumen cae dentro de los límites de la especificación, calculada con los porcentajes en peso obtenidos

en la forma anteriormente indicada. Si al proceder en la misma forma, la granulometría excede los límites de la especificación, se calculará nuevamente la dosificación de áridos hasta lograr que la curva de la granulometría resultante caiga dentro de la especificación.

j) Determinación del Índice de Compactabilidad

La etapa final en la construcción de capas con mezclas asfálticas es el proceso de compactación por el cual se produce el acomodamiento cerrado de las partículas pétreas que dan origen al esqueleto o soporte estructural de la capa.

La densidad lograda por un trabajo

de compactación depende de la compactabilidad inherente de la mezcla y del método seguido. El grado de compactación relativo que corresponde a un trabajo de compactación en obra será menor si la temperatura a que se aplica es inferior a la normal.

Cuanto mayor sea la compactabilidad de la mezcla más elevado será el aporte de la compactación inicial de la distribuidora y menor el incremento de densidad por cilindrado hasta alcanzar la densidad prevista en la dosificación de la mezcla.

Para determinar el (Ic) índice de compactabilidad de una mezcla se moldean dos juegos de cuatro probetas cada uno, en la forma indicada anteriormente, compactando ambos juegos con el % óptimo adoptado de un mismo cemento asfáltico.

Uno de los juegos se compacta con el número de golpes por cara usado para la dosificación del ligante y el otro con un número de golpes menor. Como el Ic. depende de la temperatura debe controlarse ésta cuidadosamente al efectuar la compactación de ambos juegos de probetas.

El índice de compactabilidad se calcula por la siguiente fórmula:

$$\text{Ic} = \frac{\log n/n'}{\text{Dn} - \text{Dn}'}$$

donde:

n = número de golpes Marshall usado en la dosificación.

n' = número menor de golpes Marshall.

Dn = Densidad Marshall de la mezcla.

Dn' = Densidad correspondiente a n' golpes Marshall.

Las mezclas con Ic. menores de 6 son poco compactables, a medida que crece el valor mejora la compactabilidad de la mezcla.

El Ic. acusa valores mayores a medida que se incrementa el contenido de finos de origen natural.

Planilla para el cálculo de la Granulometría Resultante																	
Materiales	%	Tamices															
		1"		3/4"		3/8"		4		8		40		100		200	
		%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.	%	en mez.
A	64,0	100	64	81	52	46	29	30	19	16	10	7	5	2	1,3	1	0,6
B	18,9	100	19	100	19	100	19	100	19	80	15	32	6	10	1,9	6	1,1
C	17,1	100	17	100	17	100	17	100	17	100	17	65	11	49	8,4	21	3,6
Resultante	100	100		88		65		55		42		22		11,6		5,3	100
Especificaciones		100		80-100						40-55						4-10	

Las muestras de agregados, que son enviados al laboratorio para el estudio de la dosificación, en muchos casos no son representativas de los materiales de obra; por lo tanto, cuando la planta ha alcanzado su producción normal, deben tomarse muestras para determinar si se cumple con las proporciones correspondientes de cada fracción y si no se satisface dicha exigencia, se procederá a hacer una nueva calibración de la planta para llegar a la fórmula indicada.

5. CORRECCION DE LA MEZCLA:

Daremos a continuación una serie de sugerencias para aplicar cuando una mezcla no cumple algunas de las exigencias especificadas:

a) Alta estabilidad - Bajo porcentaje de vacíos.

Se debe calcular nuevamente las proporciones de los áridos tendiendo a desviar la graduación de la mezcla de la curva de máxima densidad o de Fuller incorporando mayor porcentaje de finos redondeados naturales (arena silícea).

Estabilidad Requerida - Bajo porcentaje de vacíos.

Se debe abrir la mezcla, es decir desviarla de la curva de máxima densidad aumentando el porcentaje del material fino de trituration.

Baja Estabilidad - Bajo porcentaje de vacíos.

Si se descarta la mala calidad de los agregados, se debe calcular otra proporción de áridos tendiendo a desviar la graduación de la mezcla de la curva de máxima densidad pero aumentando la proporción de los agregados gruesos y finos de trituration.

b) Estabilidad Requerida - Alto porcentaje de vacíos.

Se debe cerrar la mezcla aproximándose a la curva de máxima densidad variando la proporción de los agregados.

Baja Estabilidad - Alto porcentaje de vacíos.

Calcular nuevas proporciones de áridos acercándose a la curva de máxima densidad aumentando la cantidad de áridos de trituration gruesos y finos e incorporando filler a la mezcla.

c) Alta Estabilidad - Baja Fluencia.

Se aumentará la proporción de finos naturales en la mezcla del agregado total para que tienda a decrecer la estabilidad y por consiguiente la relación estabilidad/fluencia.

d) Alta Estabilidad - Alta Fluencia.

No crea problemas cuando la relación Estabilidad/fluencia es correcta, es decir que para el tipo de carga cumple con las exigencias requeridas.

Baja Estabilidad - Baja Fluencia.

Debe calcularse otra combinación de áridos introduciendo en la misma mayor porcentaje de áridos gruesos y finos de trituration acercándose a la curva de máxima densidad.

e) Bajo Índice de compactabilidad.

Para aumentar este índice es necesario incrementar el contenido de finos de origen natural en una proporción tal que sea compatible con la estabilidad requerida.

La escasa compactabilidad de los concretos asfálticos se debe al uso exclusivo de agregados de trituration.

f) Falta de adherencia

La adherencia entre el cemento asfáltico y el agregado depende fundamentalmente de las características físicas y químicas de ellos y de las condiciones en que ambos se encuentran cuando se produce su unión. La falta de adherencia entre ellos se manifiesta marcadamente cuando la mezcla se encuentra en contacto con el agua por un tiempo prolongado. En general, los C.A. muestran mayor afinidad frente a los agregados básicos, tipo calcáreo, cuyas características mecánicas son inferiores a las de los materiales ácidos (granitos, cuarcitas, gravas silíceas, gneiss). Esta acción competitiva del agua y del asfalto sobre la superficie de los agregados, puede evitarse con el uso de los mejoradores de adherencia adicionados al material pétreo (hidróxido de calcio, cemento) o al material bituminoso aditivo (amínico). Resultando la segunda

solución más ventajosa, por su mayor facilidad de llevar a la práctica.

El ensayo de estabilidad residual Marshall ((Norma V. N. Sección E. IV) permite determinar la relación de la estabilidad de un conjunto de probetas sometidas a inmersión a 60° C durante 24 hs., con respecto a otro grupo de probetas de igual densidad, sometidas a inmersión a 60° C durante 35 m; estableciendo que dicho porcentaje debe ser superior a 75 %. La falta de adherencia puede influir para que dicho valor no se alcance; para comprobar si es la causante de la caída de estabilidad, se recurre a los ensayos de recubrimiento. La Norma A. A.S.H.O. T182-65 establece para el agregado y el C.A. en estudio, el ensayo necesario para asegurar si hay o no un buen recubrimiento. La Norma DIN modifica este ensayo, haciéndolo más riguroso y recomienda que la inmersión de 18 hs. se haga en un baño a una temperatura superior en 5° C a la temperatura del punto de ablandamiento del C.A. en estudio y no a 25° C como establece la Norma americana. Se recomienda seguir la tendencia alemana.

Para compensar la influencia del mayor cerrado superficial de las probetas de laboratorio, que evita la entrada del agua, y la tolerancia de las especificaciones con respecto a la compactación de obra es oportuno determinar la estabilidad remanente con probetas moldeadas con menor número de

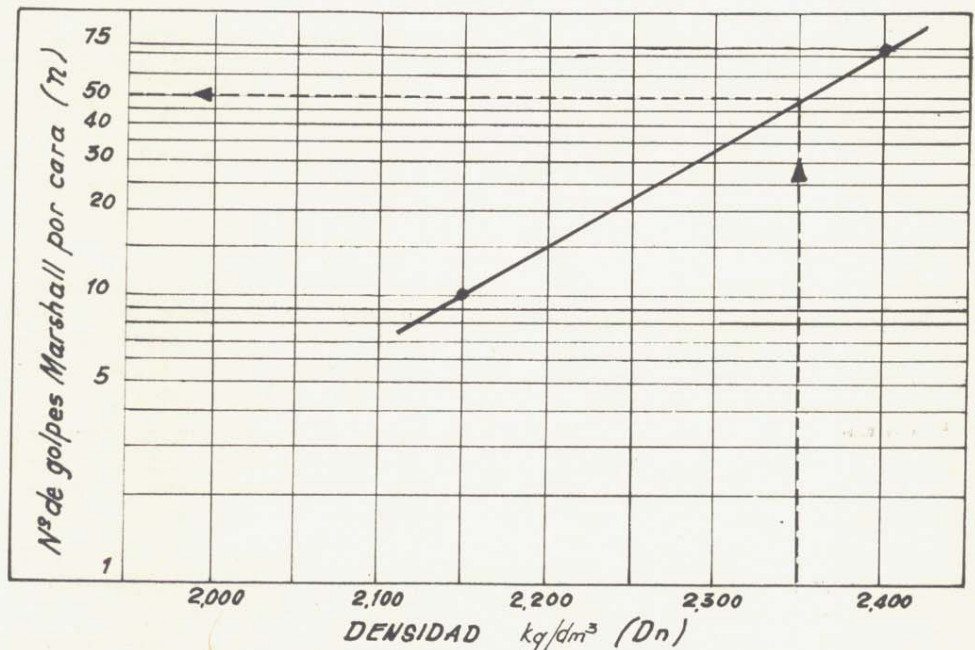


GRAFICO N°1 : Relación entre Densidades y Trabajo de Compactación

golpes, para que los vacíos sean los de la probeta normal más la tolerancia porcentual para la compactación de obra. Del gráfico N° 1 que relaciona las densidades y trabajo de compactación para una mezcla determinada, se

puede obtener el número de golpes Marshall necesarios para lograr aproximadamente la densidad de probeta que corresponda a la tolerancia porcentual fijada con respecto al grado de compactabilidad.

Determinadas las densidades para 10 y 75 golpes por cara se traza la recta correspondiente; suponiendo la densidad porcentual aceptada el 98 % de la obtenida con 75 golpes se puede hallar el número de golpes necesarios para lograrla.

BIBLIOGRAFIA

Dr. CELESTINO L. RUIZ

- "Concentración crítica" de "Filler", su origen y significado en la dosificación de mezclas asfálticas. 1960. Publicación N° 11 - D.V.B.A.

Dr. CELESTINO L. RUIZ

- Flexibilidad de las capas asfálticas de tipo superior. 1962. XII Reunión Anual del Asfalto.

Dr. CELESTINO L. RUIZ

- Interpretación del ensayo Marshall, Relación estabilidad-fluencia. 1966. Publicación N° 57 D.V.B.A.

Ing. NORMAN W. MC. LEOD

- Diseño de mezclas de concreto asfáltico densamente graduadas. 1964. XIII Reunión Anual del Asfalto.

Dr. C. L. RUIZ e Ing. B. DOREFMAN

- Sobre la medida de la compactación y de la compactabilidad de las mezclas asfálticas de tipo superior. 1968. Reunión Anual del Asfalto.

Ing. E. F. TAGLE

- Nuevas fórmulas para calcular el asfalto absorbido y determinar vacíos verdaderos en mezclas bituminosas en base al contenido efectivo de asfalto. XVI Reunión del Asfalto. 1969.

VIALIDAD NACIONAL

- Normas de ensayo.

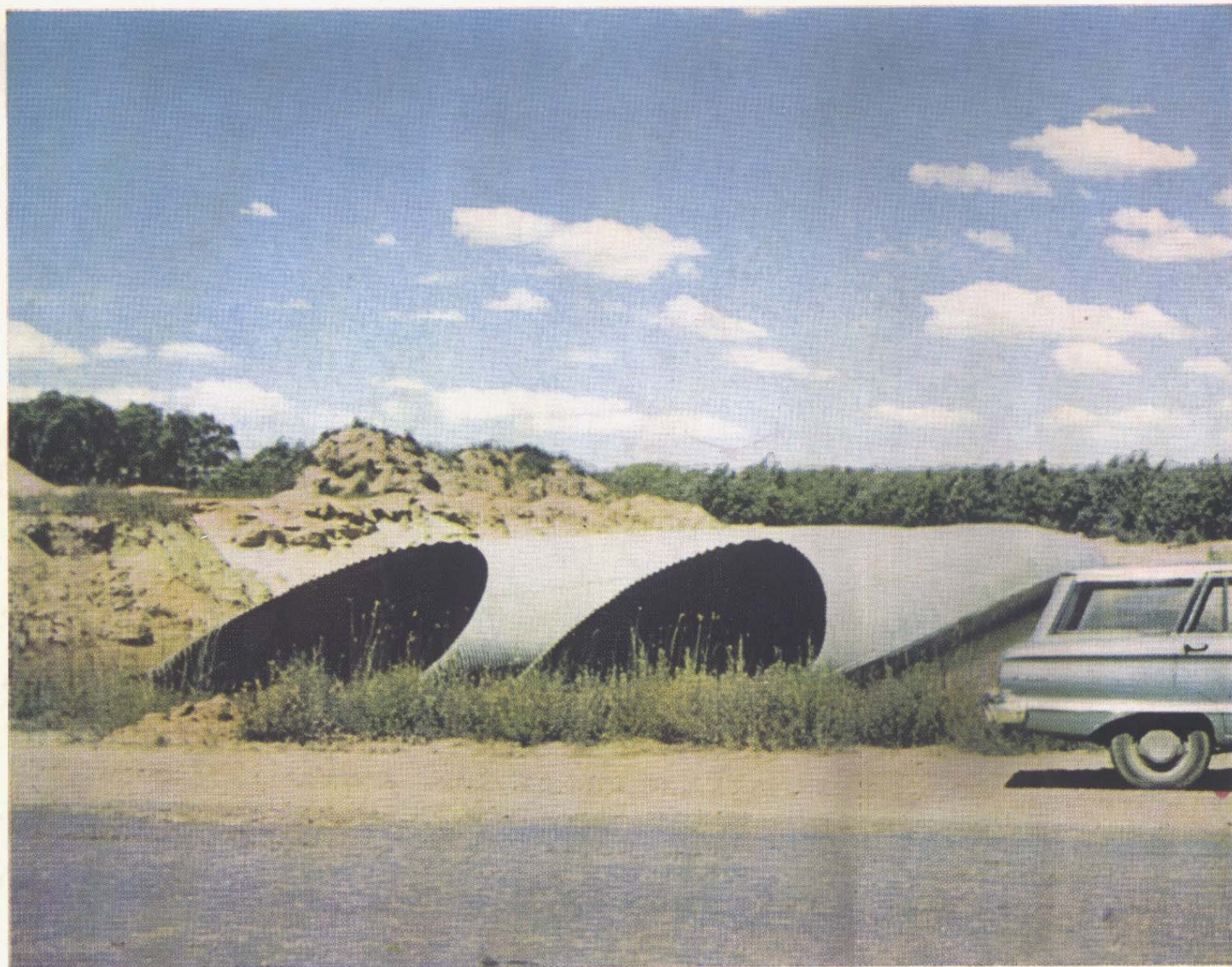
MIX DESIGN METHODS FOR ASPHALT CONCRETE (The Asphalt Institute. 1963).

ESTUDIO DE LABORATORIO Y...

(Viene de la pág. 16)

BIBLIOGRAFIA

1. Pinilla, A., "Composición y estructura de los betunes asfálticos de Comodoro Rivadavia y Challacó". VII Reunión del Asfalto, 203, 1953.
2. Zucherino, D.; García, R., "Comunicación sobre petróleos crudos nacionales para la elaboración de betunes asfálticos". VIII Reunión del Asfalto, 189, 1955.
3. Ruiz, C. L.; Rivara de Ronchi, Y.; López, B., "Sobre una medida comparativa de la estabilidad de los asfaltos usados en pavimentación". XVIII Reunión del Asfalto, 109, 1973.
4. Ruiz, C. L., "Reología". Boletín de informaciones petroleras, n° 20, 1943.
5. Elicabe, J. L., "Estudio reológico de betunes asfálticos obtenidos por destilación conservativa de los petróleos de Challacó y Comodoro Rivadavia y de mezclas de aquéllos". VI Reunión Anual del Asfalto, 25, 1952.
6. Pinilla, A.; Agnusdei, J. O., "Reología de asfaltos argentinos con el empleo del microviscosímetro .I y II Parte". XIII Reunión Anual del Asfalto, 85, 1964.
7. Agnusdei, J. O.; Anvaria, O., "Reología de asfaltos argentinos a baja temperatura". XVI Reunión Anual del Asfalto, 312, 1969.
8. De Luca, J. C., "Características de viscosidad de asfaltos nacionales". XVIII Reunión Anual del Asfalto, 86, 1973.
9. Agnusdei, J. O.; Frezzini, P.; Rueda Ibáñez, E., "Comportamiento reológico de asfaltos nacionales y de sus componentes". XVIII Reunión Anual del Asfalto, 133, 1973.
10. Ruiz, C. L., "Sobre el índice de penetración de cementos asfálticos argentinos". XVII Reunión Anual del Asfalto, 442, 1971.
11. Pinilla, A.; Agnusdei, J. O.; Gainza, J. A., "Susceptibilidad térmica de asfaltos argentinos y sus mezclas". XI Reunión Anual del Asfalto, 92, 1962.
12. Massaccesi, D. D.; Iosco, O., "Influencia de la viscosidad de algunos asfaltos en la compactabilidad y otras características de un concreto asfáltico". XVIII Reunión Anual del Asfalto, 260, 1973.
13. Pinilla, A., "Nuevos criterios y tendencias sobre especificaciones de asfaltos para uso vial". XVI Reunión Anual del Asfalto, 69, 1969.
14. Pinilla, A.; Agnusdei, J. O.; Frezzini, P. O., "Nuevas tendencias en especificaciones y su aplicación a los asfaltos procesados en el país". XVII Reunión Anual del Asfalto, 160, 1971.
15. Agnusdei, J. O.; Massaccesi, D. D., "Análisis de los componentes estructurales de un pavimento urbano luego de 27 años de servicio". XVII Reunión Anual del Asfalto, 333, 1971.
16. Ruiz, C. L., "Comunicación personal".
17. Davin, J., "Etude des revêtements fermés a liant bitumineux. Revêtements expérimentaux". IX Congrès Belges de la Route, Section A, Question A2, Rapport A2/7, Liege, 1959.
18. Hubrecht, L., "Betons asphaltiques expérimentaux (Grand Manil 1958). Enseignements après 5 années". La Technique Routière, IX/1, 40, 1964.
19. Outer, P., "Bitumes et betons asphaltiques". La Technique Routière, XII/4, 1, 1967.
20. Huet, J., "Enseignements tirés des routes expérimentales en betons asphaltiques". La Technique Routière, XVII/1, 1972.
21. The Asphalt Institute. Manual del Asfalto, 102, 1969.
22. Kandhal, P. S.; Sandvig, L. D.; Koehler, W. C.; Wenger, M. E., "Asphalt viscosity related properties of in-service pavements in Pennsylvania". Research report. Commonwealth of Pennsylvania, Department of Transportation, Bureau of Materials, Testing and Research, 1972.



Tramo: Isla Talavera

También en el Complejo Zárate - Brazo Largo **ALCANTARILLAS ARMCO**

Las Estructuras ARMCO en sus diversos tipos son las especificadas, no solamente en aquellos lugares donde existen problemas de fundación, sino también en obras donde se requiere una estructura apta para soportar las condiciones de carga más severas.

Para información adicional:

ARMCO ARGENTINA S. A. I. C.

División Productos Ingeniería

Corrientes 330 - Tel. 31-6215 - Bs. As.

Sucursales:

Córdoba: Humberto 1° 525 - Tel. 28157

Rosario: Córdoba 1749 - Tel. 24302

ARMCO ARGENTINA S.A.I.C.





TECHINT – ALBANO

***PUENTES Y VIADUCTOS
ZARATE BRAZO LARGO***
