

CARRETERAS

ISSN 0325-0296

Asociación Argentina de Carreteras
Año XX / N° 73 / Enero - Marzo 1975



Evite
accidentes
Maneje con
precaución

SIN GARANTIAS NO SE PUEDE TRABAJAR.

Para importar y exportar, para contratar con el Estado (Obras públicas, suministros, servicios), Ud. debe constituir garantías.

Nosotros, que otorgamos SEGUROS DE CAUCION, tenemos amplia experiencia en el campo de las garantías.

Ud. puede utilizar los SEGUROS DE CAUCION para:

- GARANTIAS ADUANERAS: Falta de documentación, Importación, y Exportación temporaria, Tránsitos Terrestres, Habilitación de Depósitos Fiscales, Draw-Back, Diferencia de Derechos, etc.
- OBRAS PUBLICAS; SUMINISTROS; SERVICIOS AL ESTADO: Mantenimiento de ofertas, Adjudicación de Contratos, Sustitución de Fondo de Reparos, Acopios, Anticipos, etc.
- SUMINISTROS Y SERVICIOS PRIVADOS: Mantenimiento de Ofertas, Adjudicación de Contratos, Sustitución de Fondo de Reparos, Acopios, Anticipos, etc.

Las ventajas son fundamentales:

- No inmoviliza sus recursos financieros, ni afecta su crédito bancario.
- Nuestro servicio es rápido, efectivo y económico.

Y si sus negocios en el exterior lo requieren, también vamos con Ud. otorgándole garantías en el país que las necesite.

Entonces, si le requieren garantías, consúltenos. Para eso estamos.

ASEGURADORA DE CREDITOS Y GARANTIAS S.A.

Cangallo 324 - Bs As. - Tel. 33-3025/29



**PARA LAS RUTAS
ARGENTINAS**

MEJORADOR DE ADHERENCIA PARA ASFALTO

**ADITIVO AMINICO
ADROG**

EMULSIONES ASFALTICAS CATIONICAS CON

**EMULSIVO
ADROG-E**

REPRESENTANTE EXCLUSIVO

ADRO-QUIMICA S.A.

PARANA 768 8° p.

Tel. 44-0108/1278

BUENOS AIRES

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.)

**la mayor capacidad
de garantías**



**también opera en
garantías aduaneras**

**ASEGURADORES
DE CAUCIONES**

DIRECTORIO: Presidente, Agustín de Vedia (h) - Vicepresidente, Jorge O. J. Guevara Zaefferer
Director Secretario, Horacio R. Bach - Directores: Albino C. Ertola, Antonio P. Lomónaco, Lorenzo
Lucena Maguire - Síndico Titular, Raúl de Zuviría Zavaleta - Síndico Suplente, Mario A. Carregal

PARAGUAY 580 - Teléfono 32-5321/22/23 y 32-5266 - Cables: Suscriptores - BUENOS AIRES

EDITORIAL

Dos Temas de Actualidad

En tiempos aún cercanos, como se recordará, debimos salir al encuentro de opiniones sostenidas aún en ciertos sectores de la administración, en el sentido de que la Argentina cuenta con una red vial sobredimensionada con relación a los requerimientos de la demanda. Fuimos claros entonces en la réplica que, por cierto, no exigía, por lo elemental de sus fundamentos, una esforzada argumentación.

Ahora, como primer tema que deseamos abordar en esta nota, debemos salir al encuentro de expresiones, recogidas por la prensa —en algunos casos provenientes de altos funcionarios públicos— en las que se pretende enjuiciar la política vial desde que hacen referencia a distorsiones que se pretenderían hacer gravitar o que gravitarían en el desarrollo de la obra caminera, en detrimento de los altos intereses del país, sin dar precisiones respecto de quiénes y de qué modo operan al servicio de tan espurios designios.

Precisamente para reclamar esa identificación que permitiría la aplicación a los responsables de las condignas sanciones, en particular aquellas de orden moral que devienen de la opinión pública, juez supremo en la calificación de la conducta de los hombres; reclamando tal identificación, reiteramos, nuestra Asociación ha salido al paso, recientemente y en forma pública, a una de esas expresiones de la comentada naturaleza, como modo de esclarecimiento ante la opinión pública y en salvaguarda del prestigio de los amplios sectores de la actividad vial argentina, en particular de aquellos del propio Estado, sobre los que en definitiva se vuelven los cargos desde que ellos concurren a la formulación de las políticas viales y asumen luego su realización, y a cuya conciencia, estamos seguro, repugnaría la sospecha siquiera de que estuvieran de algún modo sirviendo a intereses en pugna con los del país.

Consideramos que tales prácticas de generalización más frecuente de lo deseable entre nosotros, en particular dentro del campo de la actividad pública, deben ser sustituidas por la información concreta, precisa, responsable. Es, por otra parte, una forma de contribuir a la consolidación de un clima de paz y de confianza entre los argentinos que tan fervientemente desea la gran mayoría, para asumir la tarea de conquista de las altas metas que todos anhelamos.

El segundo tema de actualidad que motiva nuestro comentario, del que nos ocuparemos en detalle próximamente, se refiere a las vicisitudes financieras que padecen casi invariablemente todos los planes de ejecución de obras

SUMARIO

	Pág.
EDITORIAL: DOS TEMAS DE ACTUALIDAD	3
EXPERIENCIAS ARGENTINAS SOBRE MEZCLAS EN FRIO CON EMULSIONES ANIONICAS.	
Por los Ings. Honorio Añón Suárez y Dui- lio D. Massaccesi	4
REFLEXIONES SOBRE LA IDEA DE UNA LEY NACIONAL DE TRANSPORTE.	
Por el Ing. Manuel A. Solanet	12
INFORMACIONES DE VIALIDAD NACIONAL	
.....	16 y 17
SOBRE EL CRITERIO DE CALIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS CORREGIDOS O ESTABILIZADOS CON CAL.	
Por el Dr. Celestino L. Ruiz y colabora- dores	20
IMPUREZAS DE LOS GRANULADOS.	
Por el Dr. Jorge J. C. Colombo	31

viales elaborados por las autoridades pertinentes debidas a los cambios que se operan en la legislación referente a los fondos para caminos.

Desde las clarísimas y sabias disposiciones de la Ley Nº 11.658 del año 1932, referentes a la integración del Fondo Nacional de Vialidad y a la vigencia por quince años de las medidas impositivas que prescribía para las principales fuentes de recursos, hasta la legislación actual que —aparte del profundo cambio conceptual que tiene con aquélla en materia financiera y del laberíntico proceso a que somete la determinación del fondo para caminos— incorpora a una ley absolutamente temporaria como es la del Presupuesto General de la Administración Nacional y Cálculo de Recursos para el año 1975 disposiciones que tienen particular significación para aquellos fondos, la Vialidad Argentina ha pasado por toda una gama de variaciones en materia financiera que lamentablemente sólo han tenido como común denominador en los últimos años efectos progresivamente restrictivos para la actividad vial.

Es precisamente dentro de este contexto que surge, como nota de actualidad, comentar la participación de los fondos para caminos en los sustanciales aumentos registrados recientemente en los precios de los combustibles líquidos, participación que desde ya podemos anticipar, entrañaría una considerable merma con respecto a los niveles que hasta el dictado de las nuevas normas, correspondían a la vialidad.

EXPERIENCIAS ARGENTINAS SOBRE MEZCLAS EN FRÍO CON EMULSIONES ANIONICAS

Por los Ings. **Honorio Añón Suárez (x)** y **Duilio D. Massaccesi (xx)**

Trabajo presentado al **Simpósio sobre Mezclas Asfálticas en Frío**, organizado por la **Comisión Permanente del Asfalto** los días 28 y 29 de noviembre último en la ciudad de Buenos Aires.

I. — INTRODUCCION

En diversas oportunidades se han tratado en estas reuniones y otros congresos viales del país, temas vinculados al empleo de mezclas asfálticas en frío, pero fue al culminar la XVIII Reunión del Asfalto, (Bahía Blanca, noviembre de 1973) que se concretó una "Convocatoria al estudio y aplicación de las mezclas bituminosas en frío", ponencia que dio lugar a un amplio debate y cambio de ideas sobre las características técnico-económicas de estas mezclas y la sugerencia de que se realizara un Simposio sobre este tema.

Felicítamos a la Comisión Permanente del Asfalto por haber dado cumplimiento a tal anhelo, y agradecemos la oportunidad que se nos brinda para relatar nuestra experiencia en trabajos de laboratorio y obras, a la par de poder intercambiar ideas sobre distintos aspectos que hacen al mejor conocimiento de estos productos bituminosos, y los agregados utilizados y la aplicación de técnicas constructivas adecuadas para las mezclas elaboradas.

Se debe señalar que el tema asignado "Experiencias argentinas sobre mezclas en frío con emulsiones aniónicas" es demasiado complejo y vasto para que pueda ser desarrollado de un modo general por nosotros, máxime teniendo en cuenta que existen en el país numerosos profesionales y técnicos que han trabajado con estos materiales y poseen gran experiencia en la materia.

Aclaremos también que nuestra experiencia sobre mezclas en frío se refiere principalmente al estudio y aplicación de mezclas para carpetas, empleando emulsiones asfálticas aniónicas.

A nuestro pedido se solicitó al Consejo Vial Federal, detalles sobre obras realizadas en las provincias con emulsiones asfálticas, superficies construidas y observaciones recogidas sobre las mismas.

Debe manifestarse al respecto que resulta muy difícil obtener una información real so-

bre la exacta composición de las mezclas ejecutadas así como de los métodos constructivos y materiales empleados a lo largo de una obra, los que a veces difieren de los originalmente previstos; también resulta dificultoso disponer del historial exacto de muchos pavimentos para deducir con certeza las causas de determinado comportamiento y la influencia que pueda haber tenido en el mismo, las características de la infraestructura.

No se tiene intención de efectuar una comparación entre este tipo de mezclas y las tradicionales que emplean betunes asfálticos en caliente, sobre las cuales se han desarrollado técnicas de producción y colocación altamente perfeccionadas. Se repite lo dicho en otras oportunidades: las mezclas con asfalto en caliente tienen ganado su merecido prestigio y han permitido disponer de una variedad de equipos de elaboración y distribución de grandes volúmenes de material, habiéndose desarrollado paralelamente muy difundidas técnicas de contralor y medidas de calidad.

En cambio, se considera que las emulsiones asfálticas no tienen actualmente más difusión en el país por una falta de información o conocimiento generalizado de sus aplicaciones en construcciones viales.

II. — BREVE RESEÑA HISTORICA

Los antecedentes que se tienen del uso de los asfaltos emulsionados se remontan al año 1923, en que aparecen en Francia, ante la necesidad de disponer en todo su territorio de productos asfálticos, por problemas de transporte y colocación. En pocos años se instalan en su territorio numerosas plantas emulsionadoras y luego se propaga la utilización de este material a otros países de Europa y América.

Las primeras aplicaciones viales que se conocen de las emulsiones asfálticas, corresponden a la estabilización de suelos para pavimentación, con motivo de celebrarse la Exposición Internacional de Marsella (Francia). En este país, pionero en el desarrollo de estos productos, el consumo anual va en aumento continuado, hasta sobrepasar en la actualidad el millón de toneladas, elaboradas por unas

130 plantas privadas y 10 estatales, diseminadas por todo el territorio. (1)

En la República Argentina, las emulsiones asfálticas aparecen hacia 1935, dos o tres años después de comenzarse a fabricar en el Uruguay. Desde entonces también su consumo, con algunos altibajos, ha ido en aumento, llegando en la actualidad a las 65 mil toneladas anuales, elaboradas por unas cinco plantas productoras.

Su difusión también comenzó en nuestro país, como elemento mejorador o estabilizador de suelos, en loteos de los alrededores de Buenos Aires y en reemplazo de la arena silcea oriental, hasta ese entonces utilizada en la estabilización granulométrica de bases para pavimentos. Uno de los primeros trabajos de mayor aliento fue la estabilización de suelos para bases, en unos 15 Kms. del camino que une Coronel Suárez con las Colonias hacia 1940.

A la fecha son numerosas las obras ejecutadas con este producto bituminoso, ya sea en la estabilización de suelos para estructuras de base o como ligante para carpetas de rodamiento. Estos trabajos se han realizado, principalmente los primeros, en la Provincia de Santa Fe, donde se han construido cientos de kilómetros de rutas con bases de suelos estabilizados con emulsiones y las provincias de Buenos Aires y La Pampa, con amplia experiencia en la utilización de mezclas de este producto con agregados pétreos, empleadas como carpetas de rodamiento.

III. — GENERALIDADES

En los proyectos de pavimentación asfáltica, existen circunstancias en que por alguna razón económica, técnica, climática, etc., no es posible el empleo de las tradicionales mezclas calientes y deban utilizarse los agregados en su estado natural húmedo. En auxilio de esto se han desarrollado diferentes procesos para lograr el recubrimiento de la piedra fría y húmeda, con el ligante bituminoso. En general este ligante debe reunir ciertos requisitos que pueden resumirse en los siguientes: baja viscosidad en el momento de su mezclado y capacidad para aumentar esa viscosidad con suficiente rapidez después de aplicado en la obra, pues de lo contrario

(x) Asesor de Consultoría Ing. Oscar G. Grimaux y Asociados S.A.T.

(xx) Jefe de División Mezclas Asfálticas del L.E.M.I.T.

la estructura podría sufrir deformaciones bajo los efectos del tránsito.

Las emulsiones asfálticas, en cualquiera de sus tipos, cumplen bastante bien estas condiciones y correctamente seleccionadas pueden llegar a permitir la ejecución de mezclas excelentes como estructuras de sub-bases, bases o capas de rodamiento.

La elaboración de las emulsiones bituminosas, ha debido adaptarse desde un principio a los diferentes casos de aplicación a que serían destinadas, apareciendo en primer término las emulsiones aniónicas con distinto grado de rotura: rápida, media o lenta, y más tarde (1953) las catiónicas, que contribuyeron notablemente a ampliar la eficiencia de este tipo de ligante.

Las primeras, en general no han tenido con el transcurso del tiempo, modificaciones técnicas sustanciales que hayan hecho variar sus originales condiciones de empleo.

En forma breve, se recordará que el tipo de rotura "rápida" se desarrolló en la parte occidental de Europa (2) sometida generalmente a climas húmedos y lluviosos, logrando solucionar este ligante un problema constructivo, ya que permitió el trabajo en condiciones climáticas no del todo favorable.

Otro tipo de emulsión, para usar con agregados gruesos, o con la presencia de escasos finos, es el de "rotura media"; al ser mezclada con agregados gruesos, no se produce en forma inmediata la coagulación de partículas de asfalto y la estructura "abierta" permite eliminar el agua, trayendo aparejado el desarrollo de las propiedades ligantes del betún.

Las emulsiones de "rotura lenta" o superestables, posibilitan la ejecución de mezclas con mayores porcentajes de agregados finos. El vehículo, agua y emulsivo tiene una gran importancia ya que permite el buen recubrimiento de materiales tan finos como el suelo, produciéndose la unión de las partículas de asfalto por evaporación del agua sin que prácticamente nada de esta unión se deba a la acción de las superficies de las partículas de betún.

IV. — ALGUNAS EXPERIENCIAS DE LABORATORIO

Se informarán las experiencias personales de laboratorio y campaña, respecto al empleo de emulsiones aniónicas superestables, principalmente en estructuras para carpetas densas de pavimentos urbanos.

Desde hace tiempo hemos tenido la inquietud de tratar de dosificar y comparar resultados de laboratorio de mezclas tipo "concreto asfáltico en frío", preparadas en las mismas condiciones en que serían utilizadas en obra y observar su reproducibilidad en campaña.

En un trabajo presentado al Simposio sobre Pesquisas Rodoviaras celebrado en Río de Janeiro en el año 1967 (3), se propuso un método práctico para dosificar una mezcla densa con emulsión asfáltica aniónica, tratando de llenar algunas indeterminaciones

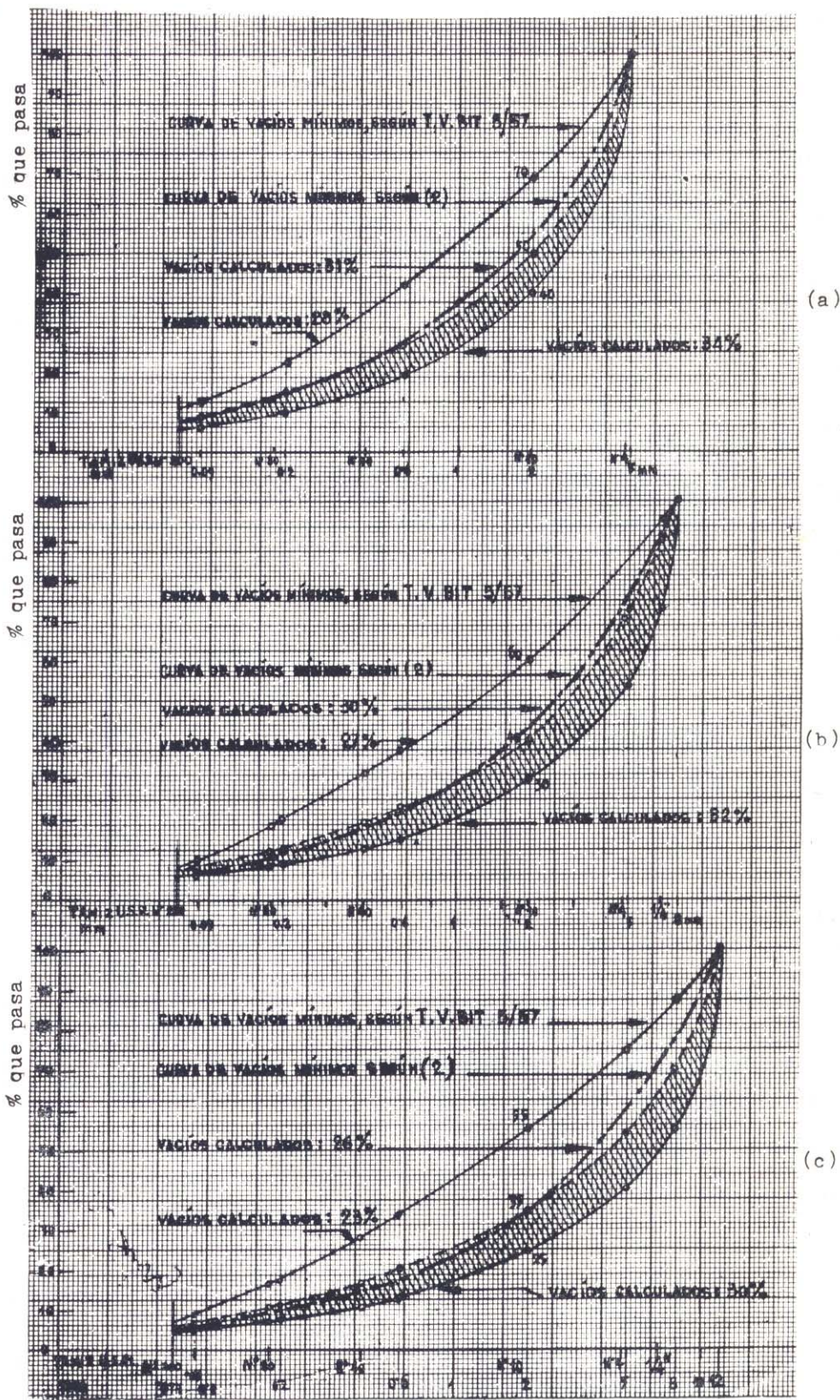


Fig. 1.- Límites granulométricos aconsejados por especificaciones alemanas, para mezclas elaboradas con asfaltos líquidos

que existían en lo referente a granulométricas de áridos conveniente en nuestro medio, influencia de la humedad de mezclado, porcentaje óptimo de ligante, forma de moldeo de

las probetas de ensayo, momento oportuno de compactación de las mismas y verificación de los resultados en las determinaciones apropiadas para medir la calidad de las mezclas.

Se dará aquí una breve información sobre las conclusiones a que se arribara en dicha oportunidad.

Sabemos que en las carpetas ejecutadas en caliente pueden lograrse en forma más o menos inmediata, luego del cilindrado, densidades y estabilidades bastante próximas a las que puede llegar a adquirir la mezcla en última instancia (esto está vinculado con el índice de compactabilidad de la mezcla); en las carpetas realizadas en frío, terminado el cilindrado se va produciendo una compactación progresiva (posterior) bajo los efectos del tránsito y al mismo tiempo se van desarrollando las propiedades cohesivas del ligante.

a) Graduación de los agregados:

El uso de la emulsión aniónica en carpetas densas condiciona la adopción de granulometrías de materiales pétreos algo diferentes a las empleadas en los concretos asfálticos elaborados en caliente, ya que debe permitirse la evaporación del agua y el consiguiente curado del ligante. En consecuencia se deduce que la mezcla debe poseer inicialmente un porcentaje suficiente de vacíos comunicados con el exterior, como para permitir que se desarrolle satisfactoriamente el secado de la misma.

En general la zona admisible dentro de la cual pueden fluctuar las curvas granulométricas varía de acuerdo al criterio de los distintos investigadores.

En el LEMIT, desde hace varios años, se viene estudiando este problema a raíz de las continuas solicitudes de dosificación de mezclas asfálticas en frío.

A efectos de llegar a establecer las graduaciones de agregados pétreos más convenientes en nuestro medio, se analizaron distintas especificaciones utilizadas en otros países, de las cuales se hará una breve reseña.

La condición establecida por las normas DIN-1966 -U-65 para que una mezcla de agregados se considere satisfactoria, es que los vacíos referidos al volumen total de áridos vibrados, sean del orden del 24% al 28%.

Las especificaciones técnicas alemanas T.V. Bit. 5/57 (4), sugieren para mezclas elaboradas con asfaltos líquidos, los límites granulométricos indicados con trazo lleno en la Fig. 1 a), b), y c).

Expresan las mencionadas especificaciones que a medida que las curvas granulométricas se acercan a los respectivos límites superiores, los vacíos de las mezclas de áridos tienden a disminuir y por consiguiente son menos aptas para el uso con ligantes líquidos que las que se encuentran más centradas o tendiendo a los límites inferiores.

Se ha tenido la inquietud de determinar los porcentajes de vacíos vibrados, que posee un agregado granítico triturado que responda a las curvas granulométricas de la fig. 1, obteniendo los siguientes resultados, que ratifican las consideraciones que hace la norma T.V. Bit.5/57:

VACIOS (%)

Granulometría del agregado granítico	gráfico (a)	gráfico (b)	gráfico (c)
Curva superior	28	27	23
Curva media	31	30	26
Curva inferior	34	32	30

La práctica demostró (5) que cuando el material que pasa el tamiz N° 10, es en la fig. 1 a) mayor del 70 %, en la 1 b) mayor del 60 % y en la 1 c) mayor del 55 % en peso respectivamente, las carpetas en frío no son estables, existiendo una marcada tendencia a la deformación.

Resumiendo, T.V. Bit. 5/57 aconseja encuadrar la granulometría de los áridos dentro de las zonas rayadas, dependiendo el apartamiento admisible, de la clase de piedra y ligante a utilizar.

Los ingenieros C. L. McKesson y D. E. Stevens sugieren para capas superficiales ejecutadas con asfaltos líquidos, los siguientes límites granulométricos:

Pasa Tamiz (%)	1/2" 100	N° 4 85-100
N° 10 40-60	N° 40 15-35	N° 80 10-20
		N° 200 4-10

El Instituto del Asfalto en su especificación CL₄ para mezclas en frío con emulsiones asfálticas, establece también amplias zonas granulométricas, comenzando con tamaños máximos de partículas para capas de base o superficiales, de hasta 1".

Luego del estudio detenido de un cierto número de especificaciones se deduce que la mayoría coincide en que una condición importante que debe cumplir la granulometría de los agregados integrantes de una mezcla densa, para carpeta ejecutada con emulsión aniónica superestable, es permitir que ésta continúe secándose posteriormente a su compactación, lo cual está íntimamente relacionado con el porcentaje de vacíos del agregado mineral.

Vinculando la condición anterior con suficiente cantidad de ensayos realizados en laboratorio y posteriormente confirmados con valores obtenidos en obra, se ha juzgado conveniente establecer para nuestros materiales corrientemente empleados en la construcción de pavimentos, las siguientes sugerencias en lo que respecta a su graduación para carpeta en frío del tipo mencionado, fig 2.

Pasa tamiz (%)	3/4" 100	1/2" 85-100	3/8" 70-90
1/4" N° 10 55-75	N° 40 25-45	N° 80 10-25	N° 200 7-15
			N° 300 3-8

Se han hecho las determinaciones de los vacíos promedio que poseen agregados graníticos de Olavarría, cuarcíticos de Chapadmalal y silíceos del Paraná, vibrados, cuyas granulometrías corresponden a las curvas límites superior, media e inferior de la zona aconsejada (fig. 2) obteniéndose los siguientes valores:

VACIOS %

Material	Curva límite inferior	Curva media	Curva lím. sup.
Cuarcita triturada	30	27	25
Granito triturado	29	25	23
Silíceo (natural)	22	20	17

Cuando se emplean agregados naturales graduados, que poseen en general bajos porcentajes de vacíos, es conveniente trabajar con mezclas cuyas granulometrías estén comprendidas entre la curva media y la inferior de la figura n° 2.

Asimismo, las mezclas muy friccionales que caen en dicha zona, es conveniente emplearlas en épocas templadas o cálidas, a fin de poder lograr un adecuado cierre de la estructura.

En general la elaboración de las mezclas con emulsión tipo EBL2, puede realizarse hasta temperaturas mínimas de 3°C aproximadamente sin ningún inconveniente, ello se debe a que el incremento de la viscosidad de la emulsión con la disminución de la temperatura, es muy pequeña.

Sin embargo no ocurre lo mismo cuando se trata de compactar una mezcla distribuida en obra, que se encuentre en las condiciones adecuadas para la compactación; en este estado, como se aclara más adelante, la mezcla ha perdido un 50% de su contenido inicial de humedad y la viscosidad de una emulsión a la que se le ha hecho perder en laboratorio la mitad de su contenido de agua, sufre un considerable aumento, que se incrementa a medida que desciende la temperatura.

Las circunstancias señaladas explican las dificultades que se presentan en la práctica para conseguir una adecuada densificación de la mezcla en épocas de bajas temperaturas.

b) Humedad de mezclado

Como se mencionó al comienzo, las emulsiones aniónicas no inician su rotura hasta que una parte del agua se haya evaporado. Cuando el agua se elimina, las partículas de asfalto sufren una fusión y la primitiva película de asfalto y agua coloidal, es reemplazada por una película de asfalto que se desposita sobre la piedra.

Un contenido alto de agua sobre la piedra puede por lo tanto diluir la emulsión aniónica y demorar seriamente su rotura trayendo aparejadas una serie de dificultades prácticas como ser: perjuicio debido a la demora del ingreso del equipo de compactación, riesgo de que una precipitación pluvial produzca el lavado de la mezcla distribuida y sin compactar, o que parte del ligante se pierda debido al exceso de humedad de mezclado, disminuyendo por consiguiente el porcentaje de betún en la mezcla.

Cualquiera de estos casos extremos afectan a las características intrínsecas de la mezcla, es decir su durabilidad, densidad, estabilidad, etc; por consiguiente es sumamente importante que el agregado pétreo posea la cantidad justa de humedad que permita un correcto mezclado.

De todos los procedimientos conocidos para la determinación del porcentaje mínimo de humedad de mezclado, el que aparentemente pue-

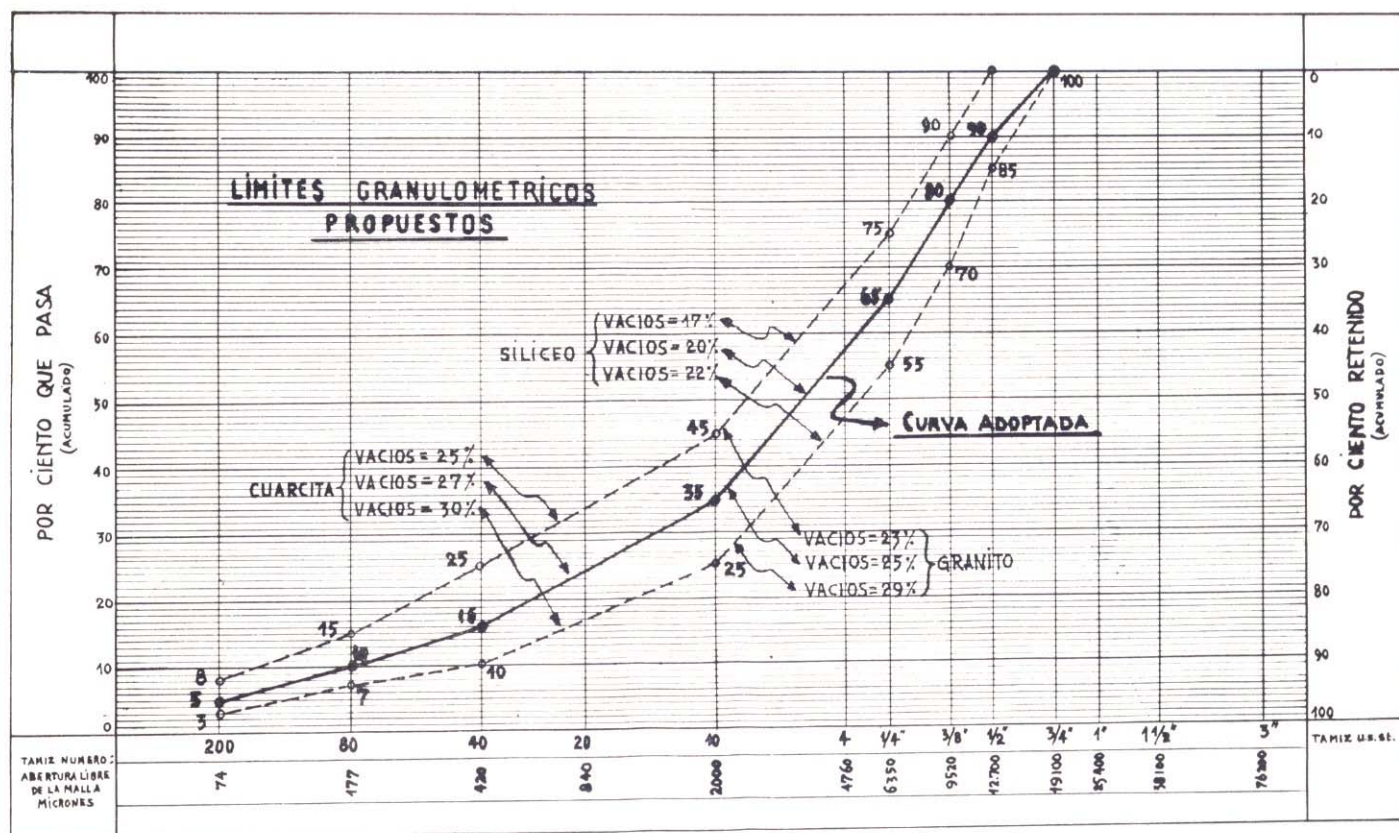


Fig. 2.- Granulometrías recomendables para materiales inertes locales que integren mezclas con emulsión superestable (ERL₂)

de resultar más efectivo es el que se basa en la superficie específica del agregado pétreo; no obstante, en la realidad se observa que juega un papel muy importante la absorción propia de cada material, la cual puede hacer variar en forma notable los porcentajes de humedad determinados por dicho procedimiento.

Investigaciones practicadas por el Dr. Ing. Paúl Kraemer de la Universidad Técnica de Karlsruhe condujeron a la determinación de coeficientes que permiten hallar por integración y en forma sumamente práctica, el porcentaje total de humedad que requiere una mezcla de agregados pétreos, bajo condiciones preestablecidas.

Se ha hecho un análisis de dichos coeficientes y experimentado en el trabajo que estamos comentando, con los tres tipos de materiales sanos que se han citado anteriormente y que son comunes en nuestro medio: granito rosado de Olavarría, cuarzita de Chapadmalal, y canto rodado del R'ío Paraná, llegando a la conclusión de que los citados factores resultan excesivos, ya que su aplicación conduce a porcentajes elevados de humedad para mojar a dichos áridos antes de incorporarles la emulsión bituminosa superestable.

Por dicha razón se estudiaron, de acuerdo a un procedimiento empírico, nuevos coeficientes, que aplicados a las fracciones entre tamices próximos de la curva granulométrica de una mezcla de áridos, permite obtener para nuestros materiales, la cantidad apropiada de agua para el mezclado, habiéndose comprobado su correcto comportamiento práctico en numerosas obras urbanas de la Pro-

vincia de Buenos Aires. Dichos coeficientes son los que se indican en la Tabla I:

mismo, esta carga debe estar acorde con las condiciones que se logran en obra.

TABLA I

Cantidad de agua respecto a 100 partes de áridos			
Pasa Tamiz	Ret. Tamiz	Silíceo o granítico	Cuarzítico
3/4"	Nº 10	1,5	2,5
Nº 10	Nº 40	1,8	3,0
Nº 40	Nº 80	4,8	7,0
Nº 80	Nº 200	6,5	9,0
Filler Calcáreo		26,0	
Cal hidráulica		40,0	

Puede ser necesario en la práctica, para cubrir posibles pérdidas por evaporación o mojado de las paredes del equipo mezclador, ajustar en obra el porcentaje de humedad que surge de la tabla anterior. Asimismo debe tenerse en cuenta la humedad hidróscópica del agregado en el momento del trabajo, recomendándose realizar periódicas determinaciones diarias sobre las pilas de acopio.

c) Elaboración de la mezcla, humedad óptima de compactación, carga apropiada para la preparación de la probeta de laboratorio.

Una vez seleccionada la granulometría y establecido el porcentaje de agua para el mezclado, se ha tratado de determinar la carga apropiada de compactación a aplicar a la probeta de laboratorio, para lograr la mayor densidad, sin que se produzca la expulsión del agua-emulsión por colmatación de vacíos. Asi-

Una compactación prematura de la mezcla, es decir cuando ésta se encuentra aún en estado de excesiva fluidez, podría llegar a provocar, además del inconveniente de la pérdida de parte del producto bituminoso, una densificación incorrecta debido a la aparición de presiones hidráulicas en el seno de la mezcla.

Por otra parte, si la mezcla se compactase muy seca, las partículas pétreas no tendrían la lubricación conveniente para alcanzar la correcta densidad ya que el aumento de la viscosidad del ligante y la fricción, dificultarían mucho el logro de la misma, requiriendo cargas considerablemente mayores que las necesarias para conseguir una correcta compactación en circunstancias normales.

Los resultados de la experiencia realizada en el trabajo que estamos comentando y que

vamos a resumir a continuación, pueden observarse en la fig. 3.

Se trabajó independientemente con los tres tipos de agregados mencionados, granito, cuarcita y canto rodado; se adoptó una misma curva granulométrica en todos los casos y se prepararon las respectivas mezclas con la cantidad de emulsión bituminosa superestable EBL2, determinada por cálculo, mediante la aplicación de la fórmula de McKesson para la granulometría adoptada. Para cada tipo de agregado el porcentaje de agua para el mezclado se halló por aplicación de los coeficientes de la Tabla I.

Se prepararon series de probetas con cada tipo de agregado, compactadas con las cargas progresivas máximas que admitían, a medida que se iba produciendo la eliminación de la humedad; se trató de lograr en cada estado, la máxima densidad de la mezcla, registrando la carga con la cual ésta era lograda.

Los ensayos fueron realizados empleando moldes Marshall comunes, a los cuales se les practicó en la pared, inmediatamente por sobre la base, un orificio de 2mm. de diámetro que permitió visualizar la aparición de la primera gota de ligante al colmarse los vacíos de las probetas durante la compactación. La misma se realizó en forma prácticamente estática, utilizando una prensa con capacidad hasta 30 tn. y empleando un pistón de acero graduado al medio milímetro.

Se fueron compactando las mezclas a medida que perdían el 20, 30, 40, 50 y 60 por ciento de humedad.

Los valores obtenidos se indican en la fig. 3, de la cual se desprende que las condiciones de máxima densidad se consiguen en los tres tipos de materiales, cuando se compactan las correspondientes probetas con un 50 % de humedad residual y bajo una carga que se puede generalizar, sin cometer un error apreciable, en 135 Kg/cm².

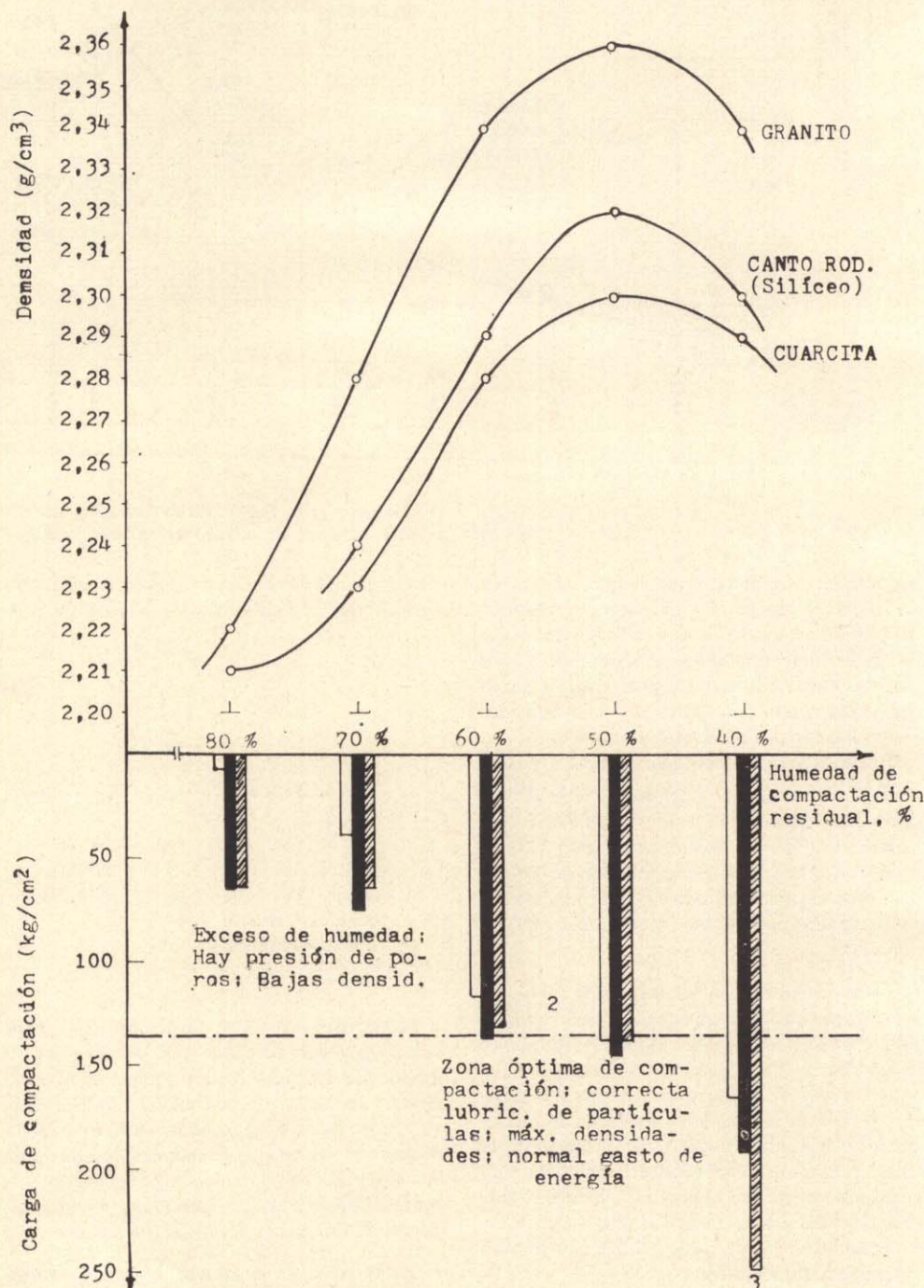
Se ha verificado que las densidades obtenidas en laboratorio en estas condiciones, reproducen con gran aproximación las características que se logran en obra.

Cabe destacar, que elaborando la mezcla en obra de acuerdo con las condiciones anteriormente indicadas, sobre todo en lo que se refiere al porcentaje de humedad de mezclado, la mezcla se presenta suelta en el periodo previo a la compactación, y posee una consistencia tal que le permite ser distribuida con motoniveladora y compactada en forma inmediata, pudiéndose librar al tránsito a las pocas horas de concluido el rodillado.

d) Cantidad de emulsión asfáltica.

También en el trabajo que se comenta, se analiza el porcentaje de emulsión que conviene incorporar a estas mezclas densas preparadas en frío, el cual como es lógico, varía con la granulometría del agregado mineral. Se hace una reseña de los criterios sugeridos por algunas especificaciones extranjeras y así se tiene que las especificaciones alemanas de la "Asociación de la Industria de Asfaltos Fríos" aconsejan usar cantidades que oscilan entre 4,75 % y 7 % del peso de los áridos, considerando que

Fig. 3.- Densidades aparentes variando el porcentaje de humedad residual. Carga de compactación aconsejada



Canto rodado
 Cuarcita
 Granito

Mezclas excesivamente secas; incorrecta lubricación de partículas; densificación insuficiente; excesivo gasto de energía de compactación; rotura de agregados

la emulsión contenga un 65 % de betún residual.

La British Standard 2542, recomienda porcentajes de emulsión que fluctúan entre 7,3 % y 9,1 % referidos al peso de los inertes secos.

De acuerdo con la fórmula recomendada por el Asphalt Institute

$$P = \frac{(0,05 A + 0,12 B + 0,6 C) \times K}{\text{Betún residual \%}} \quad \text{donde:}$$

P = Emulsión %; A = % agregado retenido tamiz nº 10; B = % agregado pasa 10 retenido 200; C = % agregado pasa tamiz 200; K = factor correctivo, según tipo agregado utilizado. Los porcentajes de emulsión que corresponderían a las curvas granulométricas inferior y superior que limitan la zona que se sugiere para mezclas densas en frío para carpetas (fig. 2) serían de 8 % y 12 % respectivamente.

Nuestra opinión es que cuando se emplean materiales graníticos, cuarcíticos o silíceos cuya graduación encuadre dentro de la zona aconsejada, conviene emplear cantidades de emulsión bituminosa superestable EBL2, deducida de la aplicación de esta última fórmula.

Al mismo tiempo debe tratarse de que la probeta de proyecto curada, tenga un porcentaje de vacíos próximo al 8 %, ello facilitará el secado durante el primer período de colocación de la mezcla, sin llegar a constituir carpetas excesivamente permeables.

Al mismo tiempo debe tratarse de que la probeta de proyecto curada, tenga un porcentaje de vacíos próximo al 8 %, ello facilitará el secado durante el primer período de colocación de la mezcla, sin llegar a constituir carpetas excesivamente permeables.

e) Ensayos

En lo que respecta a los ensayos de resistencia, se considera que la medida de la Estabilidad y Fluencia por el método Marshall sobre probetas compactadas en frío con el 50 % de humedad residual y carga estática de 135 Kg/cm² aplicada a razón de 5 mm/min., secada en estufa a 60°C hasta peso constante y luego sumergidas en agua a 60°C durante 45 min., es una forma aceptable y práctica de medir la calidad de la mezcla a los efectos de prever su comportamiento en servicio.

Si bien el tipo de mezcla y la forma de compactación de las probetas, se aparta de lo preceptuado por el método original, la experiencia extraída hasta el momento de acuerdo con los resultados de gran cantidad de obras, ha demostrado que el moldeo realizado en la forma sugerida, reproduce la compactación lograda en campaña con equipos comunes (rodillo neumático y aplanadora de 8 tn.); por consiguiente una vez secada la probeta de laboratorio, se juzga lícito aplicar el citado método para medir el esfuerzo bajo el cual el material compactado inicia la fluencia plástica en condiciones normalizadas de tiempo y temperatura.

Se ha extraído como conclusión luego de observar el comportamiento de numerosas carpetas de este tipo controladas en forma perió-

dica, de que se consideran capacitadas para admitir un tránsito liviano a medio partir de las 48 horas de compactadas, las carpetas cuyas probetas de proyecto, curadas, den valores de estabilidad Marshall mínimos de 300 Kg. y fluencias comprendidas entre 2,5 mm y 4 mm.

V. — ALGUNAS EXPERIENCIAS DE OBRAS

Las obras que se describirán han sido realizadas con variados tipos de materiales y técnicas constructivas, y hemos podido también experimentar en algunas de ellas los lineamientos citados en la primera parte de este trabajo (6).

a) Emulsión bituminosa

El producto ligante empleado en estas obras ha sido el denominado emulsión asfáltica aniónica, de rotura lenta o superestable tipo EBL2, que salvo pequeñas variantes que puedan haber sufrido por las materias primas utilizadas (distintos crudos procesados o emulsivos utilizados) responde a lo indicado en las especificaciones vigentes.

b) Agregados pétreos gruesos

Se han empleado como se dijo diferentes tipos de rocas, destacándose en primer lugar las de origen granítico proveniente de las canteras existentes en la provincia de Buenos Aires, La Pampa y Córdoba.

Los trabajos realizados con este material como agregado grueso, en términos generales muestran un comportamiento que puede considerarse satisfactorio. Para la medida de calidad de este material se ha utilizado el ensayo de Desgaste Los Angeles, limitándolo a valores inferiores a 35; no obstante, estos valores se han tomado siempre con algo de precaución pues no siempre representan las reales características de desgaste del material, ni aseguran totalmente el correcto comportamiento en servicio.

Otros agregados pétreos gruesos empleados han sido cuarcitas, en sus diferentes tipos, presentes en las zonas este y sudeste de la provincia de Buenos Aires, con las cuales se han pavimentado extensas superficies con mezclas en frío, empleando emulsión asfáltica. Tales son los casos de muchas poblaciones balnearias de la costa atlántica.

Este material posee valores de desgaste algo mayores que los del granito y a los efectos de su utilización en pro del abaratamiento del pavimento, se han admitido, según los antecedentes que se disponen, valores inferiores a 45. Salvo algunas excepciones en que se han observado ciertas anomalías superficiales, puede manifestarse que en la mayoría de estas obras el comportamiento de este agregado ha sido normal (7). Sin embargo no se puede dejar de mencionar que en estas poblaciones costeras, con el pavimento expuesto a la acción de la humedad continuada y la falta de tránsito en la época invernal, se produce una alteración más marcada del producto bituminoso, el que disminuye sus características

ligantes y algunas veces desaparece de la superficie de las partículas pétreas, favorecido por la escasa adherencia de estas.

Se han reunido también experiencias con el empleo de toscas, material de origen calcáreo y de consistencia variable, que se encuentra en las regiones sud y sud-oeste de la provincia de Buenos Aires y este de La Pampa.

El ejemplo más representativo de mezclas de este material con emulsión asfáltica aniónica, lo constituye la pavimentación de la ciudad de Santa Rosa (La Pampa) iniciada en 1954, y construídos por etapas hasta la fecha, más de 400.000 m² de pavimento, con excelente comportamiento para las condiciones del lugar (tránsito mediano y clima seco). Para la selección de este material se adoptó en su oportunidad, también el ensayo de Desgaste Los Angeles, aceptándose partidas con valores inferiores a 35, pero debido a su natural heterogeneidad, han aparecido partículas blandas, lo que ha provocado en lugares de tránsito intenso, una superficial degradación o desintegración de las piezas de mayor tamaño directamente expuestas a la acción abrasiva.

Como factor favorable debe destacarse que la naturaleza calcárea de este agregado ofrece una mayor garantía a la adherencia al betún asfáltico.

También han sido utilizadas rocas calcáreas, de mayor dureza, provenientes de la provincia de Córdoba, con buenos resultados en cuanto al comportamiento del agregado, en otros pavimentos urbanos de la provincia de La Pampa (Eduardo Castex, Realicó, etc.).

Con algún menor resultado se emplearon mezclas con agregados pétreos gruesos provenientes de rodados, de mucha mayor dureza, pero de muy inferior adherencia al betún lo que ha motivado paulatinos desprendimientos superficiales de las partículas.

En lo que respecta al tamaño máximo, se los ha empleado hasta 18 mm (3/4") para carpetas de 5 cm de espesor, debiendo aclararse que los mejores resultados, desde el punto de vista de la textura superficial para pavimentos urbanos, se ha presentado cuando ese tamaño máximo no ha superado los 9-12 mm (3/8" - 1/2").

c) Agregados pétreos finos

En la ejecución de las obras que tratamos se han empleado materiales finos provenientes de la trituración de rocas, a los efectos de proveer una mayor friccionalidad a la mezcla, los cuales mejoran sus características resistentes, a la par que evitan una densificación demasiado rápida de la carpeta bajo los efectos del tránsito, favoreciendo así el secado de la mezcla.

Se ha recurrido también al uso de arenas naturales, de río o de yacimientos locales, en mayor grado, para mejorar la trabajabilidad de las mismas.

En la mayoría de los casos estas últimas reducen el costo final de la estructura por ser más económicas; sin embargo cuando se encuentran en el límite de lo que se podría considerar arenas finas o suelos, debieron prac-

tícarles distintas determinaciones para su aceptación como ser: constantes físicas, pasa tamiz nº 300, equivalente de arena, etc.

Profundizándose en el estudio de algunas mezclas, se ha encontrado que ciertos materiales locales, no aprovechados en un principio por la cómoda costumbre de utilizar aquellos conocidos, han resultado poseer características semejantes o mejores que éstos, con la ventaja de reducir el costo de la estructura.

Eso ha ocurrido con arenas finas locales, con partículas de forma subangular, reveladas por microfotografías, que han permitido colocarlas en proporciones mucho mayores que las habituales para esas mezclas. En esos casos se han logrado mejores características en cuanto a estabilidad y aspecto superficial de la carpeta, admitiendo además un mayor contenido de producto bituminoso, con lo que se obtiene mayor durabilidad y abaratamiento del costo final de la obra. Tal es el caso del pavimento de Villa Iris (Prov. de Bs As.) en que el agregado natural está constituido en su totalidad por arena de médanos, colocada en porcentajes del orden del 25 %.

Recordamos también que en la pavimentación de Santa Rosa ya citada el agregado pétreo fino utilizado fue en alto porcentaje arena de tosca, cumpliendo la fracción inferior al tamiz nº 200, la función de relleno mineral o filler.

En cuanto a este último material propiamente dicho, "filler" se han utilizado variados tipos, que cumplen con su función, pero la práctica ha indicado que en los casos en que se emplearon cales hidratadas o en polvo, se obtuvieron los mejores resultados desde el punto de vista del secado y la adherencia, cuando intervienen agregados de origen silíceo o cuarítico.

d) Elaboración de las mezclas

En las dosificaciones de las mezclas para estas obras se ha tratado de emplear los materiales disponibles en las respectivas zonas, los que en mayor o menor grado han cumplido con las características mínimas exigidas. Con los mismos se han compuesto graduaciones aproximadamente regulares, determinándose el porcentaje de emulsión asfáltica empleado, en base a las fórmulas corrientes que tienen en cuenta las granulometrías y las características de superficie de los materiales.

En obras más recientes se han puesto en práctica las recomendaciones enunciadas en la primera parte de este trabajo, sobre la base de ensayos de laboratorio, habiéndose resuelto ciertas indeterminaciones que aparecían en las dosificaciones de las primeras obras; al mismo tiempo esto sirvió para verificar que los resultados obtenidos en laboratorio, era posible reproducirlos en campaña con técnicas comunes de mezclado, distribución y colocación. Como ratificación de lo dicho se pueden citar los resultados registrados en las obras de Saldungaray, 30 de Agosto, Tres Arroyos, Pellegrini, San Clemente, Tres Lomas, etc. de la Provincia de Buenos Aires, donde se han obtenido valores similares a

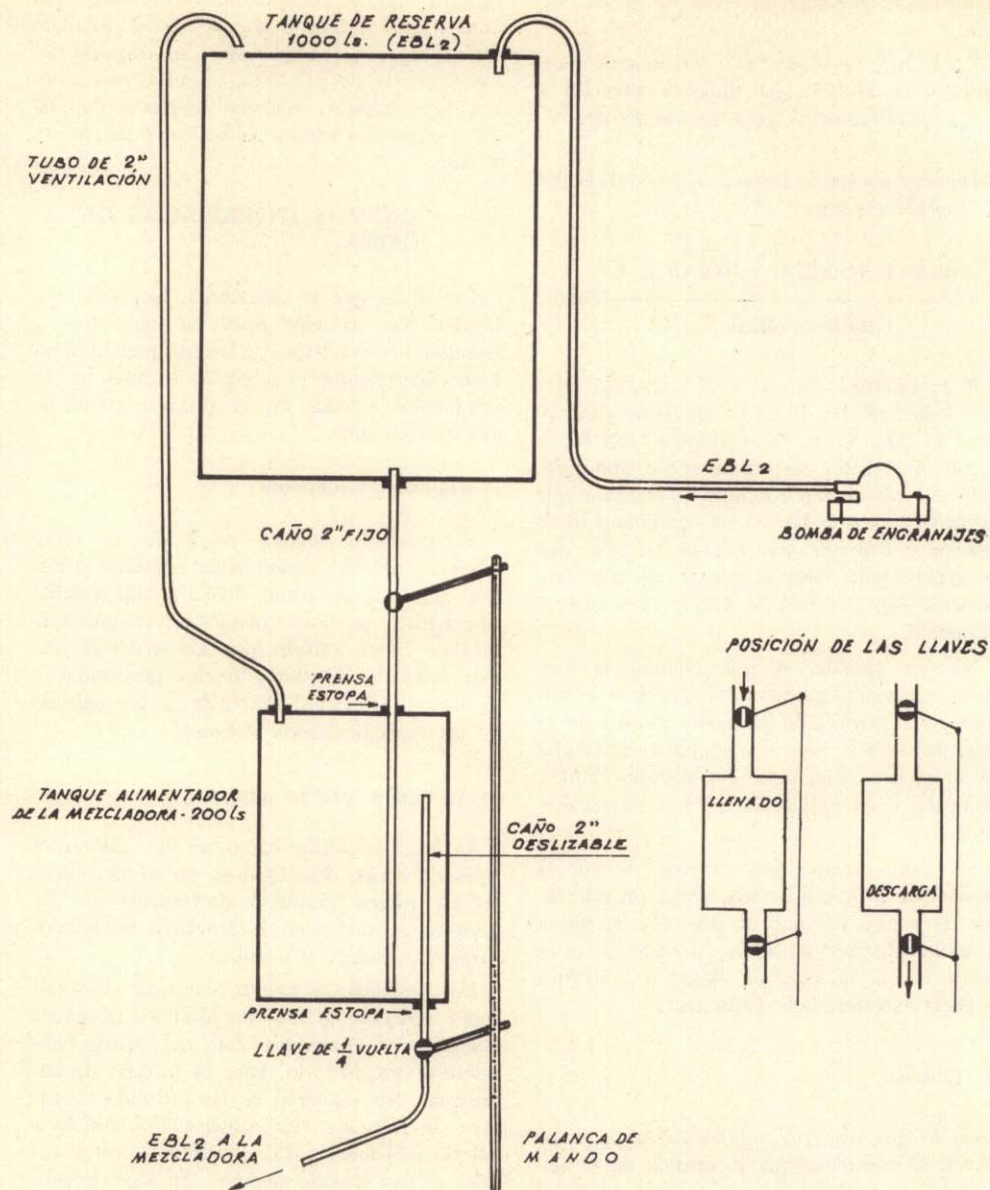


FIGURA 4 · DISPOSITIVO MEDIDOR DE LA EMULSIÓN ASFÁLTICA.

los de proyecto, en lo que respecta a densidad, vaíos, estabilidad, fluencia, etc.

e) Procesos constructivos

Se han probado con éxito variado, diversos procedimientos de mezclado, distribución de las mezclas y técnicas seguidas para lograr la calidad adecuada de las mismas.

Se puede manifestar que se han utilizado, desde los equipos para mezclas en caliente, por supuesto sin los elementos de calentamiento, hasta las hormigoneras comunes empleadas en la elaboración de hormigones de cemento portland.

Para las tareas de distribución y compactación de las mezclas, también se han utilizado las distribuidoras o terminadoras de carpetas en caliente, hasta distintos dispositivos elementales como ser cajones y galibos de per-

filado. Como equipo de compactación se emplearon rodillos neumáticos múltiples y aplanadoras mecánicas.

Para la adopción de estos equipos siempre han privado razones de orden económico o disponibilidad de los mismos, pero insistimos en que aún utilizando elementos precarios, se han logrado resultados satisfactorios con sólo controlar en todos sus detalles la elaboración de las mezclas y las operaciones de distribución y terminación, tanto de las capas de base, como mucho más de superficies de rodamiento.

En las primeras obras que a partir de 1955 nos tocó intervenir, los agregados pétreos gruesos y finos se humedecían con porcentajes próximos al correspondiente al límite líquido de la fracción fina, antes de la incorporación de la emulsión asfáltica. En esas condiciones el mezclado era relativamente rápido, ya que en

escasos minutos quedaba todo el material perfectamente cubierto por el producto bituminoso; la consistencia de la mezcla al colocarla en obra resultaba similar a la de un hormigón de cemento portland con 15-20 cm de asentamiento, medido en el cono de Abrahams. La distribución resultaba similar a la del hormigón, pero era necesario esperar largos períodos de curado, para lograr que el agua se evaporara y la mezcla tuviera la humedad adecuada para su compactación. Como la evaporación se produce desde la superficie hacia el interior de la mezcla, el secado era más aparente que real, debiendo prolongar el período de compactación ya que a las primeras pasadas del equipo, la humedad fluía hacia la superficie, haciendo imposible una mayor densificación.

Por otra parte a este inconveniente, se sumaba la posibilidad de lluvias durante el período de secado y compactación o la formación de grietas de contracción, aunque estas desaparecían luego del clindrado. Otro inconveniente observado fue la tendencia de la mezcla a horizontalizarse perdiendo el perfil parabólico de proyecto.

A consecuencia de los estudios ya descriptos, en obras más recientes se procuró reproducir las mezclas que resultaron más satisfac-

torias en los ensayos de laboratorio. En estos casos el menor contenido de humedad de los agregados obligó a un mezclado más enérgico o mayor tiempo de permanencia en hormigonera; elaborando los pastones del modo indicado el aspecto de la mezcla aparece muy similar a la del concreto asfáltico en caliente, recién salido de planta.

En otras obras, se han afinado los procedimientos de medida de los materiales con el objeto de lograr la máxima constancia en la composición de los pastones.

Para medir el producto asfáltico se ha experimentado un dispositivo (fig. 4), consistente en un recipiente cilíndrico cerrado, que directamente vinculado al tanque intermediario permite el escurrimiento de la cantidad deseada de emulsión con una precisión aproximada del 1 %. Se regula la altura del caño de descarga por medio de una prensa estopa de modo que sobre la boca del mismo, quede el volumen establecido con anterioridad.

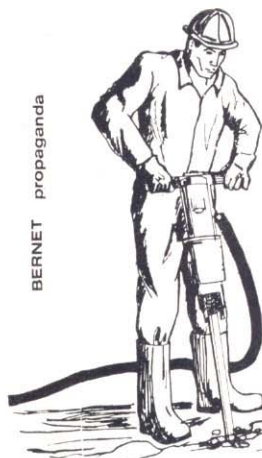
Las llaves de 1/4 vuelta cruzadas y vinculadas con una palanca, permiten la operación de un modo cómodo, seguro y limpio.

Otros detalles constructivos, se encuentran descriptos en la publicación ya citada (6).

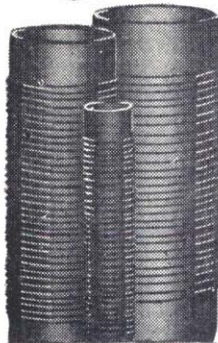
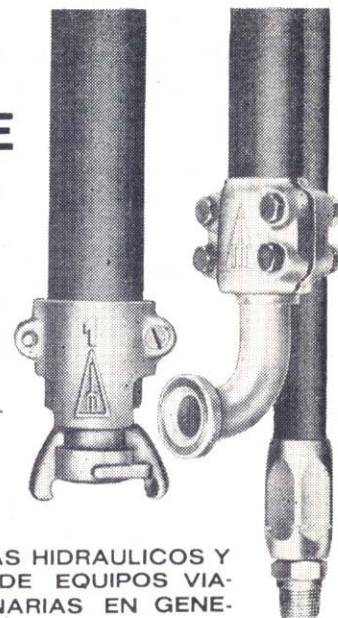
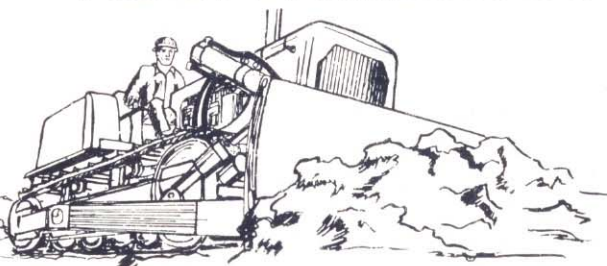
REFERENCIAS

- (1) "Las emulsiones de Gtume" — Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Junio 1974.
- (2) Sauterey, R. "Les emulsion de b.tume dans la technique routiere francaise", Junio 1974.
- (3) Massaccesi Duilio D. y Ciafardo, Oscar L. "Concretos asfálticos elaborados con emulsiones bituminosas". LEMIT, Serie II n° 166, 1968.
- (4) Bitumen und Asphalt — taschen — buch (Arbeitsgemeinschaft der Bitumen Industrie), Hamburg.
- (5) Especificación sobre construcción de calles y caminos con emulsión bituminosa. Fachverband der Kaltasphalt Industrie, Alemania Occidental.
- (6) Añón Suárez Honorio "Concretos asfálticos en frío para pavimentos urbanos" XVII Reunión del Asfalto, 1971.
- (7) Añón Suárez H., Mauriño V. y Massaccesi D.D., "Cualidades Fisicomecánicas de las ortocuarcitas de la Provincia de Buenos Aires". Su empleo en obras viales y civiles; LEMIT-Serie II, N° 198.

MANGUERAS Y TERMINALES DE ACOPLAMIENTOS



BERNET propaganda



LINEA COMPLETA DE CAÑOS FLEXIBLES PARA USOS INDUSTRIALES, CONDUCCION Y ASPIRACION DE AGUA, AIRE Y COMBUSTIBLES

PARA SISTEMAS HIDRAULICOS Y NEUMATICOS DE EQUIPOS VIALES Y MAQUINARIAS EN GENERAL.

DISTRIBUIDORES DE:
ADHESIVOS Y TRABAS QUIMICAS
"LOCTITE"®

**INDUSTRIAS
MONTEFIORE**
S.A.I.C.



ESTACIONAMIENTO GRATUITO EN BELGRANO 463.

ADMINISTRACION AV. BELGRANO 427/41 TEL. 34-9362 34-9948 VENTAS TEL. 30-7456 33-0878 BUENOS AIRES
SUCURSAL MENDOZA: GODOY CRUZ 52 — TEL. 258388 — SAN JOSE DE GUAYMALLEN (MZA)

Reflexiones sobre la idea de una Ley Nacional de Transporte

Por el Ing. Manuel A. Sojanet

Muchas veces se ha lanzado en los últimos años la propuesta de sancionar una Ley Nacional de Transporte. Probablemente se han puesto en ello excesivas esperanzas, con la idea que una legislación unificada dará solución a los problemas que atraviesa nuestro transporte. Estas líneas están motivadas por mi convencimiento de que una Ley Nacional de Transporte no constituye por sí sola la solución final de los problemas que afronta el país en este sector. La mayor parte de ellos se originan en fallas de conducción y estructurales de las empresas estatales del sector y en la inestabilidad y a veces la ausencia de una política de transporte. No obstante que el marco legal no es origen principal de los problemas, el mismo es susceptible de perfeccionarse y sobre ello se vuelve más adelante.

Un primer aspecto a tener en cuenta es que no necesariamente se requiera una única y general Ley Nacional de Transporte, sino que puede ser más práctico y viable un conjunto de diversas leyes, que sean consistentes y compatibles entre sí. Tal es lo que ocurre en la mayor parte de otros países. Existen en la actualidad numerosas leyes, decretos y resoluciones que norman la actividad del transporte en Argentina. Gran parte de ellas son adecuadas, otra parte debe modificarse, y también existen aspectos en donde aún es necesario legislar. El camino más eficaz es el de analizar el conjunto, y ampliarlo y adecuarlo a las reales necesidades del país sin pretender por ello lograr una ley única.

A fin de ordenar este análisis, se seguirá el camino de establecer en primer lugar cuáles son los objetivos del funcionamiento de un sistema de transporte, luego se definirá cuál es el marco general económico e institucional en que opera el sistema de transporte en nuestro país, identificando a través del mismo los aspectos que dan lugar a la necesidad de establecer o mejorar las normas legales. Finalmente se hará referencia a aspectos que pueden o no ser materia de legislación y que constituyen objeto o resultado de definiciones de política o de planeamiento del transporte.

1. OBJETIVOS DEL FUNCIONAMIENTO DE UN SISTEMA DE TRANSPORTE

Un sistema de transporte debe satisfacer los siguientes objetivos, ninguno de los cuales es excluyente del otro:

—Se debe lograr la movilización de todas las cargas y pasajeros dentro del país a un mínimo costo para la economía en su conjunto.

—La distribución de los tráficos entre cada medio de transporte debe realizarse de manera que cada uno absorba aquellos que puede transportar a un menor costo social.

—El sistema de transporte debe funcionar en forma eficiente.

—La capacidad de oferta de transporte debe adecuarse en el tiempo al crecimiento de la demanda sin provocar estrangulamientos que impidan el crecimiento de una determinada región o del país.

—El sistema de transporte, y particularmente su infraestructura, deben constituir una herramienta para satisfacer los objetivos de desarrollo regional equilibrado, planteados por el Gobierno.

—El sistema nacional de transportes debe servir con eficiencia y adecuada participación al transporte del comercio exterior y al movimiento de personas hacia o desde el extranjero. Este sistema debe constituir asimismo una herramienta utilizable para promover las relaciones económicas internacionales con los países que los altos intereses nacionales establezcan.

—El sistema de transporte, formado por un conjunto diverso de medios de transporte, debe funcionar en forma perfectamente integrada, sin que sus diversos componentes encuentren obstáculos para una perfecta complementación y coordinación.

2. EL MARCO DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE Y LA NECESIDAD DE UNA LEGISLACION

a. Las características de servicio público del transporte.

Constituye un servicio público toda actividad pública o privada, regulada por la ley, y que tiene por objeto satisfacer en forma más o menos regular y continua necesidades colec-

tivas. La actividad del transporte entra sin duda dentro de las definidas como servicio público. En efecto, el transporte satisface necesidades ampliamente difundidas dentro del sistema económico y de la población, es un clásico sector económico cuyos servicios son demandados por todos los demás sectores de la producción. Tiene además importancia estratégica y una amplia influencia sobre la seguridad del país y de cada uno de sus ciudadanos. Dentro de su general caracterización de servicio público, el transporte presenta no obstante una amplia gama de situaciones, desde servicios que se prestan privadamente y para sí los propios usuarios, a otros, que toma el Estado a su cargo en forma directa, y que ofrece al uso público aún sin exigir una contrapartida directa de pago en dinero. Encontramos en efecto, situaciones que van desde el uso del automóvil privado, hasta la construcción y explotación de puertos, aeropuertos, caminos, etc. Existen así situaciones de servicio público "impropio", y de servicio público "propio", según el Estado sólo actúe indirectamente regulando el funcionamiento, o asuma la responsabilidad directa de su prestación.

Son muy diversas las causas que dan lugar a la adopción de formas indirectas o directas de actuación del Estado en el campo del transporte. No obstante, por tratarse de un servicio público, toda actividad de transporte debe estar necesariamente regulada en su funcionamiento, y por lo tanto deben existir normas legales que determinen esa forma de regulación. Estas normas además deben cumplir un requisito de coherencia no debiendo existir incompatibilidad entre normas referidas a distintos aspectos del sistema de transporte. Todo aquel que preste servicios de transporte, y no lo haga para su uso exclusivo, debe obligarse a ofrecer servicios en forma permanente, y a aceptar las demandas que se le eleven en condiciones preestablecidas. Deberán existir normas que prohíban la discriminación entre los usuarios demandantes de servicios, por razones de tiempo, lugar u otras preferencias. Deberán asimismo establecerse normas de seguridad e higiene, y condiciones especiales que impidan discontinuar o abandonar la actividad, afectando a los usuarios. Este tipo de imposiciones impuestas normalmente a actividades de servicio público, se deben extender a todos los medios que actúan dentro de un sistema de transporte, tales como el ferrocarril,

el transporte automotor, el transporte aéreo, y el transporte por agua.

b. Normas legales originadas en las imperfecciones del mercado o en el necesario ordenamiento de la competencia

El mercado de transportes es generalmente imperfecto. Las condiciones de la competencia perfecta se encuentran muy difícilmente dentro del campo del transporte. Veamos brevemente esta situación en los diversos componentes o partes del sistema.

El transporte de mercaderías dentro del país se realiza a lo largo de diversos itinerarios o corredores en donde ofrecen sus servicios distintos transportistas. Una característica común de cada mercado (referido a un determinado corredor) la de la diferenciación de los servicios, o sea distinto nivel de "calidad" entre los diversos medios y empresas. Esto da lugar a márgenes de diferenciación de tarifas y a inelasticidades en las funciones de demanda dirigidas a cada medio o empresa de transporte. En los casos en que existe conexión carretera, suele darse simultáneamente una situación de libre competencia al mercado. No obstante, la presencia de un número grande de empresas camioneras independientes no garantiza un mercado competitivo de fletes eficiente y seguro.

Los mercados pueden ser competitivos u oligopólicos, y la fijación de fletes está sometida a múltiples distorsiones entre las cuales pueden citarse: 1) la tendencia a tarificar a niveles que sólo cubran costos marginales, en razón de tráfico de retorno insuficientes, o de caídas estacionales de la demanda; 2) la tendencia a tarificar por debajo de los costos medios de largo plazo, por desconocimiento de los costos reales, y deficiencia de la contabilidad en empresas unipersonales y mal organizadas; 3) la tendencia a la caída de fletes camioneros por efecto del exceso de oferta y condiciones de competencia ruinosa, o inversamente la tendencia a fletes excesivos en picos estacionales de demanda y carencia de oferta.

En servicios de transporte altamente diferenciados, por ejemplo el transporte de cargas aéreas, pueden presentarse situaciones de tipo monopolístico, y curvas de demanda de alta inelasticidad. Esta misma situación, se puede presentar en itinerarios servidos por un solo medio de transporte, o monopolizados por una o pocas empresas individuales. Tanto estas situaciones como las descritas anteriormente, determinan que el transporte interno de mercaderías se realice en situaciones de mercado muy alejadas de aquellas ideal de competencia perfecta. Por ello el funcionamiento natural del mercado no lleva a tarifas equitativas desde el punto de vista de empresarios y usuarios, sino a situaciones de fuerte distorsión que desembocan en abusos y exceso de rentabilidad por parte de las empresas, o bien en situaciones de quiebra permanente y deterioro de la oferta y el equipamiento a largo plazo. Se hace por tanto inevitable la intervención gubernamental en estos mercados, la

que necesariamente debe sujetarse a una regulación legal, la que muestra actualmente en este terreno carencias importantes.

La intervención estatal en el transporte de cargas puede asumir muy diversas características. En los casos de libre y amplia concurrencia y competencia ruinosa (transporte automotor), una vía práctica y recomendable de intervención estatal puede ser la de desalentar la presencia de empresas desorganizadas y marginales a través de exigencias de tamaño, contables o de otro tipo, sin eliminar la libre concurrencia. En estos casos la regulación tarifaria (tarifas mínimas) o las limitaciones de acceso al mercado han mostrado ser escasamente eficaces o bien perjudiciales para los usuarios. En los casos de mercados oligopólicos o de transporte de mercaderías con origen o destino concentrado, la fijación de tarifas es fácilmente controlable y efectiva. Igualmente, cuando se trata de medios de transporte explotados por el Estado o por pocas empresas (ferrocarril, cabotaje fluvial y marítimo, y aéreo), la regulación tarifaria y de servicios es aplicable.

El transporte interno de pasajeros funciona también en situaciones de mercado muy alejadas de aquella ideal de competencia perfecta. Por razones simplemente operativas, resultaría insostenible una situación en donde se permitiera la libre concurrencia y la prestación de servicios en los itinerarios y horarios que decidiera unilateralmente cualquier empresario de transporte decidido a intervenir en la actividad. Resultaría en ese caso imposible fijar y publicar horarios y hacer conocer a los usuarios los itinerarios y los puntos posibles de subida y bajada de cualquier medio de transporte. Resultaría asimismo imposible controlar por parte del Estado las normas necesarias de seguridad e higiene, que por protección de los usuarios deben imponerse.

Se deduce por lo tanto, que para cualquier tipo de transporte público o de pasajeros ya sea por ómnibus, avión, ferrocarril o navío, el estado debe controlar en forma estricta los itinerarios y las frecuencias y horarios a que deben someterse los prestatarios de transporte. Esto tiene como consecuencia inmediata que todos los mercados de transporte de pasajeros tanto en áreas urbanas como en la larga distancia constituyen situaciones de monopolio o eventualmente oligopolio. Esta situación unida al hecho de que la demanda de transporte es generalmente inelástica, determina que inevitablemente las tarifas deban ser fijadas por el Estado. De no ser así, los transportistas podrán siempre encontrar niveles sumamente elevados, que no afectarían sensiblemente los volúmenes transportados, y que permitirían elevadas ganancias y rentas de carácter permanente. Los mercados de transporte de pasajeros constituyen así una situación clásica en donde el Estado debe intervenir para fijar todos los parámetros que hacen a la prestación: tarifas, frecuencias, horarios, capacidad de oferta, etc. Este es por lo tanto un aspecto que necesariamente

deben cubrir las normas legales y tal vez sea el mejor cubierto por la legislación vigente.

En los mercados internacionales de transporte, tanto de mercaderías como de personas se presentan además de los aspectos antes señalados, aquellos referidos a las relaciones internacionales, y a la seguridad del país. Existen en este campo normas de derecho internacional a las cuales debe atenerse en su actuación nuestro país, y a las que debe adicionar las normas legales propias para regular el sistema.

Con excepción del transporte ferroviario, los demás medios de uso público funcionan desvinculando la construcción y explotación de la infraestructura con la de los vehículos y empresas transportistas. Se llega así a elementos de infraestructura de uso común por parte de usuarios o empresas, tales como caminos, puentes, y aeropuertos. Por la obvia imposibilidad de construir este tipo de instalaciones en forma duplicada, la explotación de las mismas asume características de monopolio. La completa regulación del Estado se hace así necesaria. En épocas anteriores, se admitía el otorgamiento en concesión de la construcción y, mantenimiento y explotación de infraestructuras de transporte. Este criterio en nuestro país ha sido sustituido por el de la total asunción por el Estado de la responsabilidad de construir, mantener y explotar esos elementos. Esto da lugar a un conjunto de obligaciones y relaciones del Estado con los usuarios que es necesario normar a través de una adecuada legislación. Esta legislación forma parte de la referida al sistema de transporte, y presenta actualmente cierta heterogeneidad en cuanto a su alcance para los distintos medios y algunos vacíos que es necesario cubrir.

En resumen, en razón de las imperfecciones del mercado, o del necesario ordenamiento de la competencia, se requiere un ordenamiento legal que contemple los siguientes aspectos:

—Disposiciones sobre el otorgamiento de concesiones u otra forma de regulación de servicios para la explotación de servicios de transporte en determinados itinerarios, áreas, o lugares específicos. Esas disposiciones deben establecer los requisitos de todo tipo a cumplir por los transportistas, y los procedimientos para la solicitud, tratamiento, otorgamiento y control de las concesiones.

—En ciertos casos, las disposiciones pueden sólo establecer normas para la incorporación de vehículos a la explotación o para el funcionamiento de empresas sin la obligatoriedad de cubrir itinerarios fijados. Esto puede ser el caso común de vehículos automotores de carga, de embarcaciones, de aviones-taxis, etc.

—Disposiciones para regular la capacidad ofrecida con vistas a evitar exceso de oferta, o exceso de demanda.

—Regulación de las tarifas de transporte público y de utilización de infraestructuras. Esta regulación puede tener como objetivo limitar las tarifas para que éstas no excedan un máximo permisible, o bien fijar tarifas mínimas para que no caigan por debajo de niveles compatibles con una sana rentabilidad de las empresas de transporte, o también fijarlas directamente. Las normas legales deben establecer quienes son responsables de la regulación, los mecanismos para la determinación de los niveles tarifarios, los procedimientos de regulación, las formas de control, y las penalidades por violaciones a las normas tarifarias. Estas disposiciones pueden abarcar todos los medios de transporte y los organismos responsables de cada medio, o bien ciertos medios o determinados tráficos solamente.

La Ley 12346 de "Coordinación del Transporte", conjuntamente con su decreto reglamentario (Decreto 27911/39), incorporaron a la legislación argentina disposiciones relativas a control de tarifas, permisos de servicios, y disposiciones diversas a cumplir por parte de empresas públicas de transporte. Con posterioridad, dichas leyes han sido complementadas o modificadas por diversas leyes, resoluciones, decretos, ordenanzas, etc., ninguna de las cuales constituyó sin embargo una nueva ley general sobre transporte. La legislación citada se ha aplicado con cierto rigor casi con exclusividad al transporte automotor de pasajeros. Ya el mismo Decreto 27911/39 excluía del ámbito de la ley a los transportistas de un solo vehículo y al transporte por cuenta propia y por contrato exclusivo y a los comisionistas de transporte. Existe en resumen, un vacío de legislación que es necesario mejorar o cubrir en materia de regulación de los mercados de transporte.

c. Normas legales originadas en la responsabilidad del Estado en materia de construcción, mantenimiento y explotación de infraestructura de transporte

La responsabilidad directa asumida por el Estado ya sea en la explotación del servicio de transporte en determinados medios, o bien en la creación y mantenimiento de infraestructura obligan a la creación de un sistema normativo que abarque al menos los siguientes aspectos:

—Régimen legal para la obtención de fondos que permitan financiar las inversiones en infraestructura y equipamiento (por ejemplo, Fondo Nacional de Vialidad, FONIT, etc.).

—Régimen legal que norme la distribución de los fondos entre medios de transporte, por función, por regiones o provincias, etc.

—Disposiciones sobre el uso adecuado de la infraestructura (por ejemplo reglamentaciones sobre peso máximo de los vehículos, calados, peso máximo por rueda aislada, etc.).

—Responsabilidad del Estado en cuanto a las condiciones en que debe mantener la

infraestructura (horarios, habilitación permanente, profundidad garantida, etc.).

Muchos de los aspectos citados en este punto tienen una estrecha relación con la coordinación del transporte. En efecto, la distribución de la presión fiscal sobre los usuarios, y en última instancia su traslación a las tarifas o precios de transporte, juega sobre la distribución de la demanda entre cada uno de los medios de transporte. Por ejemplo, si el sistema de obtención de fondos para Vialidad Nacional supone que la carga fiscal sobre cada tipo de vehículo no es proporcional a los costos de camino que cada uno de ellos ocasiona, podrán ocurrir subsidios encubiertos o transferencias entre un tipo de vehículo y otro, y de esa forma distorsionar la estructura de tarifas permitiéndole al sistema automotor absorber tráficos que pudieran ser movidos a un menor costo social por otros medios de transporte. Igualmente, dentro del transporte ferroviario o del transporte por agua pueden darse estructuras distorsionadas de subsidios que signifiquen gravar ciertos tipos de tráfico y subsidiar fuertemente otros.

Existe la posibilidad que las normas que regular la actuación directa del Estado en la construcción y mantenimiento de infraestructura, o en explotación de servicios, formen parte de cuerpos legales independientes de una Ley Nacional de Transporte.

d. Normas legales originadas en las relaciones entre distintos medios de transporte y su complementación

El sistema de transporte óptimo supone que cada medio absorberá los tráficos que le son más convenientes. Esto significa en gran cantidad de tráficos que deberá darse la participación de más de un medio de transporte. por ejemplo el transporte por agua o ferroviario para cubrir un largo recorrido, y el transporte caminero para complementar el movimiento desde y hacia las puertas de origen y destino. En la medida en que el trasbordo entre medios de transporte se vea dificultado ya sea por motivos operativos o legales, se tenderá a completar el transporte por un mismo medio y desaprovechar las ventajas que ofrecen otros medios en determinadas distancias o volúmenes. Por este motivo, todo el esfuerzo que se realice para facilitar el trasbordo entre medios redundará en un mejor aprovechamiento de todo el sistema de transporte. La legislación constituye uno de los instrumentos para facilitar dichas operaciones.

Algunos aspectos que la legislación puede contemplar para facilitar los movimientos intermodales son los siguientes:

—Disposiciones especiales en materia aduanera que permitan utilizar en el transporte internacional los sistemas "de puerta a puerta".

—Disposiciones especiales en materia laboral y de control de cargas, que permitan un uso más eficiente de las técnicas de transporte unitizado (containers, piggy-back, lash, etc.).

—Normas especiales para promover los transportes intermodales, por ejemplo incentivos fiscales, crediticios, etc.

—Regulación especial sobre tarifas que permitan la presentación de tarifas unificadas de servicios con distintos medios, rebajas especiales, etc.

Disposiciones que permitan formas especiales de asociación y organización para servicios intermodales, entre empresas de distintos medios de transporte.

Si bien se han hecho algunos esfuerzos para adecuar ciertas normas legales vigentes que impidan el correcto uso de las técnicas de transporte unificado, nuestra legislación presenta carencias y aún limitaciones importantes para una mayor expansión de estas modalidades de transporte. Este sería un tema por lo tanto, sujeto a nueva legislación, dentro o fuera del marco de una Ley Nacional de Transporte.

e. Normas legales originadas en el ordenamiento de la circulación, en la seguridad e higiene.

El sistema de transporte está constituido por un conjunto de instalaciones físicas, una parte de las cuales es de pública utilización. Los caminos, y las vías navegables constituyen vías de uso público en donde quien posea un vehículo o una embarcación puede circular. En forma más restringida son también de uso público los aeropuertos y los puertos. Todos estos elementos de infraestructura deben ser utilizados en forma racional y de acuerdo a las normas para los cuales fueron diseñados. Igualmente, debe garantizarse la mayor seguridad posible en el uso de los mismos, imponiendo limitaciones y condicionamientos al libre movimiento de vehículos dentro de ellos. Sólo el Estado cuenta con poder de policía suficiente para imponer y controlar el cumplimiento de las diversas normas de circulación, por lo tanto, atañe a él el dictado de las normas legales a las cuales deberá sujetarse.

Al igual que los aspectos de uso adecuado de las instalaciones y de seguridad en la circulación, el Estado debe velar por las condiciones de higiene dentro de los vehículos que transportan personas, alimentos o animales.

Todos estos aspectos suelen constituir la parte más frondosa y extensa en materia de legislación en el transporte. No obstante, las leyes referentes a estos temas suelen constituir cuerpos independientes de la legislación referida a la política, tratamiento fiscal y regulación del transporte. Todo lo concerniente a la circulación sobre caminos es tema de los reglamentos nacionales, provinciales o municipales de tránsito. Igualmente las normas sobre circulación en vías navegables, uso de aeropuertos, y disposiciones sobre el comportamiento de los usuarios en ferrocarriles y otros medios, suelen ser motivo de ordenanzas o resoluciones de las propias empresas o de los organismos competentes del Estado. Sería presumiblemente impropio y poco práctico

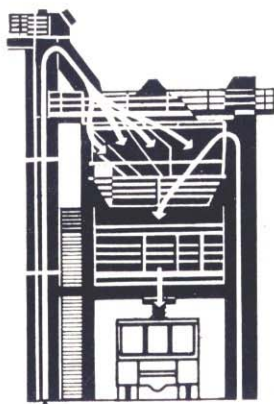
(Continúa en la pág. 18)

una de dos

las dos son **Barber-Greene**



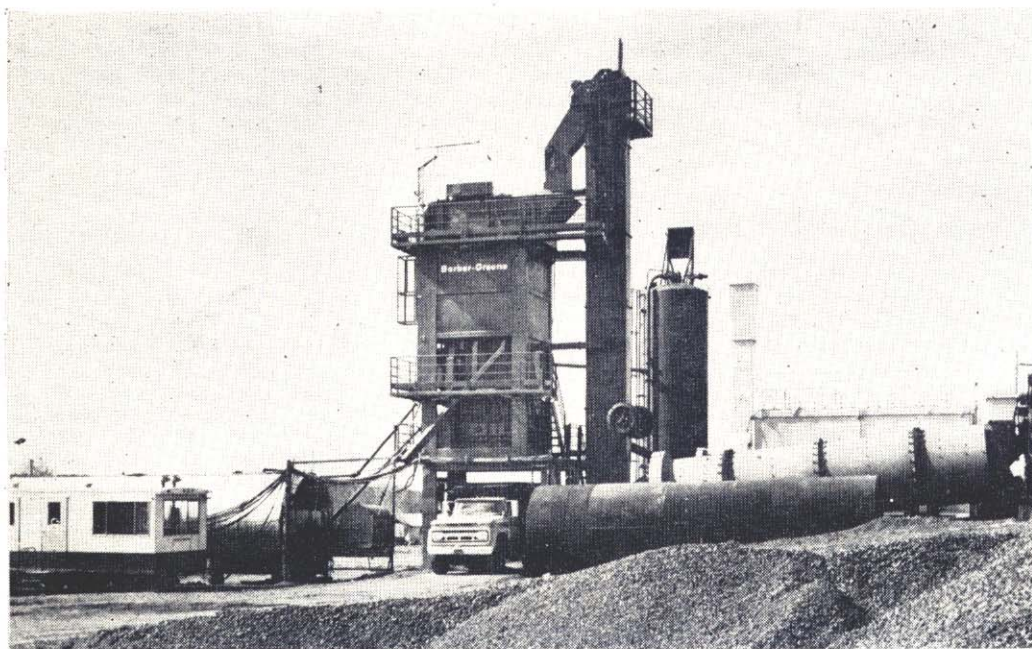
EQUIPO BASE: predosificador, elevador de agregados fríos, secador y colector de polvos.



SISTEMA POR PESADA: elevador de agregados calientes, torre de clasificación y mezclado.



SISTEMA CONTINUO: elevador de agregados calientes, unidad clasificadora y mezcladora



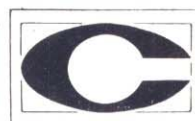
PLANTAS CONTINUAS
O POR PESADA:
fijas, portátiles,
manuales, semi
o completamente
automáticas

FABRICADAS EN INGLATERRA POR BARBER-GREENE ENGLAND LTD. EN BRASIL POR BARBER-GREENE DO BRASIL

COVEMA ADEMAS LE BRINDA

ASESORAMIENTO TECNICO INTEGRAL PRE-VENTA POR NUESTROS INGENIEROS
ASISTENCIA TECNICA POST-VENTA. PERMANENTE STOCK DE REPUESTOS Y SERVICE

CREATOR



DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO

Covema

Ventas y Service: Av. Belgrano 634 • TEL. 30-7814/18 • BUENOS AIRES • TELEX: 122543 AR COVEM
Repuestos: Chubut 1318 • TEL. 28-4396/1540 • 21-2731 • SUC. TUCUMAN: Ayacucho 407 - TEL. 22143

FLÓTA SERVICE

A TODO EL PAIS

INFORMACIONES DE VIALIDAD NACIONAL

ENERO — MARZO 1975

CON UNA INVERSION SUPERIOR A LOS 554 MILLONES DE PESOS FUERON ADJUDICADAS 33 OBRAS

Durante los meses de enero y febrero últimos, la Dirección Nacional de Vialidad adjudicó 33 licitaciones correspondientes a la ejecución de obras y trabajos en distintas rutas racionales, que demandarán una inversión total de 554.733.637,41 pesos (más de 55.473 millones de pesos moneda nacional).

Detalle:

Ruta N° 75 —La Rioja— Tramo: Las Peñas-Aimogasta (Sección Km. 1230—Km. 1275). Terraplenes, base estabilizada, tratamiento bituminoso simple, desagües y obras de arte. Longitud: 45 kilómetros. Adjudicada y contratada con WELBERS INSUA S. A. en 27.950.073,82 pesos. Plazo de ejecución: 20 meses.

Ruta S/N: —San Juan— Tramo: Barreal-Límite con Mendoza. Base estabilizada y tratamiento bituminoso simple. Longitud: 50 kilómetros. Adjudicada y contratada con SEMACO S. A. en 9.896.505 pesos. Plazo de ejecución 14 meses.

Señalamiento horizontal y su posterior mantenimiento en intercomunicador Florencio Varela, Acceso Norte, Avenida Gaona, Puente Pueyrredón, Puente Victorino de la Plaza, Rutas números 1, 2, 3, 7 y Acceso a San Pedro. Adjudicada y contratada con CLENOSOL ARGENTINA S.A. en 5.340.259,42 pesos. Plazo total: cuatro (4) años.

Ruta N° 229 —Buenos Aires— Tramo: Bahía Blanca-Base Naval Puerto Belgrano (Secciones Km. 4.700—Km. 10.040 y Km. 17.660—Km. 24.480). Carpeta de concreto asfáltico y alteo de banquetas. Longitud: 12 kilómetros. Adjudicada y contratada con IEZZI OTTONELLO Y CIA S. A. en 4.951.100 pesos. Plazo de ejecución: seis (6) meses.

Ruta N° 94 —Santiago del Estero— Tramo: Quimilí-Límite con el Chaco. Construcción de obras básicas y calzada pavimentada (tratamiento bituminoso superficial tipo doble) adjudica-

da a HEMARSA S.A.I.C.F. e I. en 85.504.265 pesos.

Ruta N° 50 —Salta— Tramo: Puente sobre el Río Pescado (Km. 42,6)—Puente sobre el Río Bermejo (Km. 75,7). Construcción de obras marginales. Adjudicada a VIALOBRAS S.R.L. en 672.640 pesos.

Edificios del Puente Avellaneda. Trabajos de refacción de mampostería, solados y vidrios. Adjudicado a O.C.Y.P. OBRAS CIVILES Y PUBLICAS S.C.A. en 693.200 pesos.

Ruta 192 —Buenos Aires— Tramo: Luján-Empalme Ruta 8 (Robles). Sección: Km. 0—Km. 24,1. Ejecución de bacheo, restitución del gálibo, alteo de banquetas y carpeta de rodamiento tipo concreto asfáltico. Adjudicada a PERALES AGUIAR S.A. en 7.099.339,16 pesos.

Ruta N° 7 —Mendoza— Tramo: Las Catitas-San Martín. Secciones: Km. 988—Km. 999; Km. 1003—Km. 1014 y Km. 1049—Km. 1053. Ejecución de bacheo y tratamiento bituminoso superficial tipo sellado. Adjudicado a MAURICIO WAISMAN S.A. en 1.712.284 pesos.

Construcción de un puestito de control de tránsito en las avenidas General Paz y del Libertador —Capital Federal—. Adjudicada a CABIBBO HNOS. S.A. en 1.046.937,74 pesos.

Ruta N° 60 —Córdoba— Tramo: Empalme Ruta 9—Dean Funes. Sección: Km. 7.746—Km. 8.256. Trabajos de bacheo, base bituminosa, carpeta de rodamiento con mezcla tipo concreto asfáltico en caliente, zanjas de desagües, profundización de cunetas, obras de arte y terraplenes. Adjudicada a HIDROVIAL S.A.C. e I. en 24.946.702 pesos.

Ruta S/N —Jujuy— Tramo: Jujuy-Aeropuerto El Cadillal. Construcción de defensas en los puentes sobre los ríos "Perico" y "Los Alisos". Adjudicada a WELBERS INSUA S.A.C. y F. en 10.849.191,20 pesos.

Ruta 95 —Santa Fe—

Tramo: Tostado-Paralelo 28°. Construcción de alcantarillas y terraplenes. Adjudicada a COCYVIAL S.R.L. en 2.642.000 pesos.

Ruta N° 9 —Salta— Tramo: El Carril—Cerrillos. Trabajos de bacheo y tratamiento bituminoso superficial tipo doble. Adjudicada a IMPHALT S.R.L. en 2.059.048 pesos.

Ruta N° 16 —Santiago del Estero— Tramo: Los Tigres-Límite con Chaco Oeste. (Sección Km. 25—Límite Chaco Oeste). Construcción de obras básicas y pavimento flexible. Adjudicada a VICENTE ROBLES S.A. en 43.237.971,30 pesos.

Mantenimiento de las instalaciones de iluminación del Acceso Norte a la Capital Federal y del Ramal a Tigre (Acceso Tte. Gral. Juan J. Valle). Adjudicada a MANTELECTRIC I.C.I.S.A. en 55.141.518 pesos.

Ruta N° 51 —Salta— Tramo: El Aybal-Campo Quijano. Ejecución de trabajos de bacheo y tratamiento bituminoso superficial tipo doble. Adjudicada a IMPHALT S.R.L.C.C. e I. en 2.039.574 pesos.

Ruta N° 40 —La Rioja— Tramo: Cuesta Miranda-Nonogasta. Construcción de base estabilizada y tratamiento bituminoso superficial tipo simple y enripiado de banquetas. Adjudicada a VIESCO S. R. L. en 4.967.629 pesos.

Ruta N° 40 —Mendoza— Tramo: Agrelo—Pareditas. (Sección Km. 39—Km. 71). Trabajos de bacheo con premezclado bituminoso y tratamiento superficial tipo sellado. Adjudicada a MAURICIO WAISMAN S.A.C.I.F.A. en 1.978.284 pesos.

Ruta N° 210 —Buenos Aires— Tramo: Temperley-Brandsen. Sección: Longchamps-Brandsen. Km. 31—Km. 71. Trabajos de demolición de pavimento de hormigón armado, saneamiento de base de asiento, bacheo, base de restitución de gálibo y carpeta de rodamiento con mezcla bitumi-

nosa tipo concreto asfáltico y alteo de banquetas. Adjudicada a ASFALSUD S.A. en 13.000.756 pesos.

Ruta N° 16 —Santiago del Estero— Tramo: Los Pirpintos-Los Tigres (sección Km. 30.200—Los Tigres). Ejecución de obras básicas y calzada pavimentada. Adjudicada a MACKENTOR S.A.C.I.A.I.F. en 33.894.853 pesos.

Ruta N° 18 —Entre Ríos— Tramo: Villaguay-San Salvador. (Sección Km. 150.400—Km. 206.849). Obras de bacheo de la calzada bituminosa existente, construcción de una carpeta de rodamiento y alteo de banquetas. Adjudicadas a CIA. SUD ARGENTINA DE CONSTRUCCIONES S.A. C.I.F. en 21.579.423,81 pesos.

Ruta N° 50 —Salta— Tramo: Puente Internacional Km. 71—Angosto del Pescaño Km. 104. Ejecución de las obras de construcción de muros y defensas. Adjudicada a VIALOBRAS S.R.L. en 1.267.775 pesos.

Ruta N° 127 —Entre Ríos— Tramo: Sauce de Luna-Arroyo Tuna. (Sección Km. 240,9—Km. 290,8). Trabajos de reacondicionamiento de la calzada. Adjudicada a DOS ARROYOS S.C.A. en 8.152.383,20 pesos.

Ruta N° 40 —San Juan— Tramo: Límite con Mendoza-La Rinconada. Construcción de base estabilizada y ejecución de un tratamiento bituminoso superficial tipo simple en ambas banquetas. Adjudicada a FRANCISCO PAOLINI en 7.558.870 pesos.

Ruta S/N —Jujuy— Tramo: Aeropuerto El Cadillal—El Cuarteadero. Ejecución de obras básicas, pavimento flexible y tratamiento bituminoso superficial tipo doble y la construcción de un puente de intersección a distinto nivel sobre la Ruta Nacional N° 34, rama izquierda, de estructura oblicua y hormigón armado y de 42 metros de longitud. Adjudicada a ADOLFO T. TREFAULT S.A. en 25.071.931,55 pesos.

Ruta N° 5 —La Pampa— Tramo: Límite con Buenos Aires - Santa Rosa (Sección Km. 564,9—Km. 607). Ejecución de bacheo del pavimento existente, base bituminosa para restitución de gálibo, carpeta de rodamiento con mezcla tipo concreto asfáltico en caliente y alteo de banquetas. Adjudicada a PERALES AGUIAR Y CIA S.A. C.I.C. en 17.142.329,96 pesos.

En la Sección Km. 552,05—Km. 564,9, han sido adjudicada a esta última empresa la ejecución de iguales trabajos que en la sección anterior, en 17.291.082,79 pesos.

Ruta N° 50 —Salta— Tramo: Orán—Río Pescado—Puente sobre el Río Pescado. Ejecución de muros de defensa en hormigón ciclópeo. Adjudicada a SERGIO R. RUBIO en 933.800 pesos.

En el mismo puente, la ejecución de excavación no clasificada para la colocación de espigones y la construcción de éstos en alambre tejido y piedra, fue adjudicada a IMPHALT S.R.L. en 1.071.780 pesos, y también la ejecución de trabajos de bacheo de base estabilizada y de premezclado bituminoso, fueron adjudicados a dicha empresa en 1.060.400 pesos.

Autopista de Acceso a San Miguel de Tucumán —Tucumán— Tramo: Empalme Ramal Bella Vista-Ruta Provincial N° 301. Ejecución de las obras básicas, pavimento y construcción de nueve (9) puentes de hormigón pretensado. Adjudicada a DELTA S.R.L. Y ESTRUCTURAS S.A.C. I.C.I.F. en 88.513.537,56 pesos.

Ruta N° 16 —Santiago del Estero— Tramo: Los Tigres-Límite con Chaco Oeste. (Sección Los Tigres—Km. 25). Trabajos de construcción de obras básicas y pavimento flexible (tratamiento superficial tipo doble). Adjudicada a MACKENTOR S. A. en 25.411.102,90 pesos.

FINALIZARAN EN EL MES DE OCTUBRE LAS OBRAS DEL PUENTE INTERNACIONAL COLON (ARGENTINA) - PAISANDU (URUGUAY)

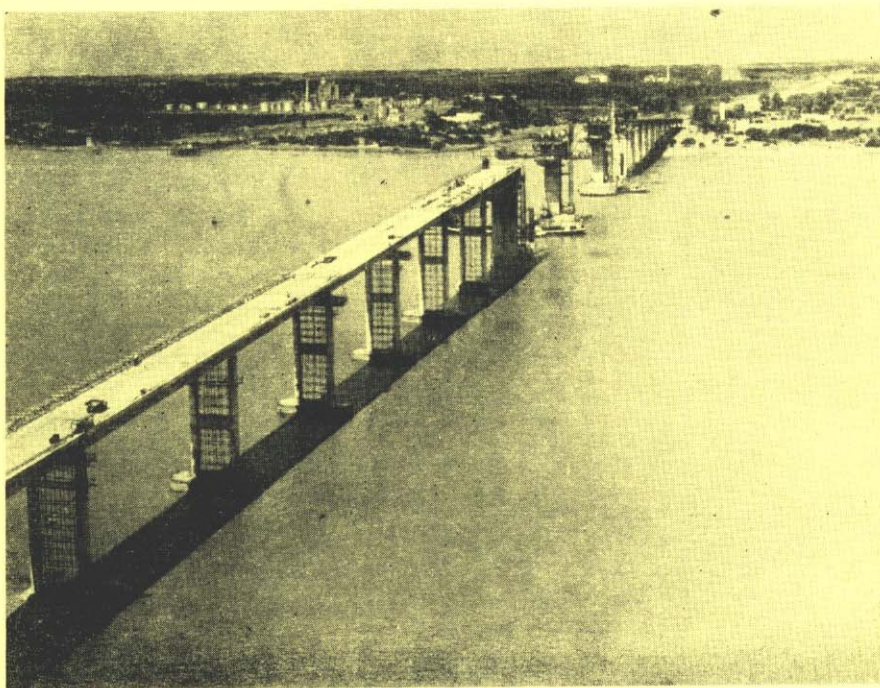
El 28 de enero último, el secretario de Estado de Transporte y Obras Públicas, contador Santiago Novaro, anunció que están asegurados los fondos necesarios para finalizar las obras faltantes del puente internacional sobre el Río Uruguay, que vinculará las localidades de Colón (Argentina) y Paysandú (Uruguay), y afirmó que la inauguración de este puente se realizará en el mes de octubre próximo.

Estos conceptos fueron expresados por el contador Novaro, en oportunidad de realizar una inspección a las obras, juntamente con el ministro de Obras Públicas del Uruguay, ingeniero Eduardo Crispo Ayala; el gobernador de la provincia de Entre Ríos, señor Enrique Tomás Cresto; los subsecretarios de Obras Públicas y de Transporte, arquitecto Osvaldo G. Pérez Pardo e ingeniero Fernando Cerrajería, respectivamente; el administrador

general de la Dirección Nacional de Vialidad, ingeniero Gregorio I. Esmelán y

los directores de Planificación y de Puentes y Vialidad de esa repartición,

ingenieros Norberto E. Soriano y Carlos A. Garcilazo, respectivamente.



Las obras se realizan en virtud de un convenio firmado entre la República Oriental del Uruguay y la República Argentina.

El puente y los viaductos tendrán dos trochas mediante una calzada de 8 metros de ancho y dos veredas laterales.

La longitud total del proyecto es de 2.360,44 metros, de los cuales 460,25 metros pertenecen al viaducto lado uruguayo, 335 metros al puente principal y 1.565,19 metros al viaducto lado argentino.

Las fundaciones e infraestructuras correspondientes a ambos viaductos han sido ejecutados totalmente. Las superestructuras se encuentran construidas en un 80 por ciento en el lado uruguayo y en un 88 por ciento en el lado argentino.

En cuanto al puente principal, se han completado las fundaciones, mientras que la obra de infraestructura se ha realizado en un 75 por ciento; (datos correspondientes al 28/1/75).

ACCESO FERROVIAL OESTE A LA CAPITAL FEDERAL

El secretario de Estado de Transporte y Obras Públicas, contador Santiago Novaro, resolvió constituir un Grupo de Trabajo que estará integrado por representantes de la Dirección Nacional de Vialidad y de las Direcciones Generales de Programación y Control de Gestión de la subsecretaría de Obras Públicas, de la Empresa Ferrocarriles Argentinos, de la Dirección Nacional de Planeamiento y de la Subsecretaría de Coordinación y Políticas, a fin de que se proceda, sobre la base de los estudios y pliegos existentes debidamente revisados y actualizados, a preparar la documentación completa con el objeto de contratar el estudio de factibilidad técnica, económica y financiera y un anteproyecto avanzado de las obras del complejo denominado "Acceso Ferroviario Oeste a la Capital Federal".

Se ha invitado al Gobierno de la Provincia de Buenos Aires y a la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires a designar representantes para integrar el mencionado grupo de trabajo.

En los considerandos de la resolución se destaca que los estudios realizados por organismos de la Subsecretaría de Obras Públicas y analizados por la Empresa

Ferrocarriles Argentinos y por la Dirección Nacional de Vialidad, aconsejan encarar este proyecto de aprovechamiento de la zona de vías del Ferrocarril Sarmiento, comprendida entre las estaciones Haedo y Villa Luro, para convertirla en un corredor ferroviario como la mejor solución a los múltiples y serios problemas que presenta el Acceso Oeste a la Capital Federal.

Se señala, asimismo, el interés de la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires en este proyecto ya que entiende que ello facilitaría la circulación vehicular y terminaría con el aislamiento y atraso urbanístico de importantes áreas.

Se indica que, por tratarse de una obra de muy compleja técnica constructiva y elevado costo, resulta aconsejable profundizar los estudios efectuados, a fin de determinar en forma precisa, su factibilidad técnica, económica y financiera, para lo cual los organismos de la SETOP antes mencionados aconsejan que su realización se encomiende a firmas consultoras especializadas, y para tal fin, se consideró conveniente que, con carácter previo, se constituya un grupo de trabajo a los efectos de revisar y adaptar los estudios preliminares y pliegos existentes.

IMPORTANTES CONVENIOS SUSCRIBIO VIALIDAD NACIONAL CON LAS PROVINCIAS DEL CHACO-FORMOSA Y SALTA

En la Dirección Nacional de Vialidad el Administrador General, Ing. Gregorio I. Esmelán, suscribió sendos convenios con las autoridades de las provincias de Chaco, Formosa y Salta para que por intermedio de sus respectivos organismos viales tomen a su cargo los estudios definitivos, proyectos y documentación de las siguientes obras:

Ruta Nacional Nº 81, tramo: Las Lomitas-Empalme Ruta Nacional Nº 34 subdividido en secciones Las Lomitas-Límite con Salta en la provincia de Formosa y su continuación en la provincia de Salta desde el límite con aquella provincia.

Ruta Transchaco, denominada J. Azurduy desde J. J. Castelli hasta el límite con Salta en la provincia del Chaco y desde el límite de esta última provincia hasta la localidad de Las Lajitas en la provincia de Salta.

RUTA NACIONAL Nº 81

Nace en la provincia de Formosa, en el empalme con la R.N. 11, a unos 10 km. al norte de la ciudad de Formosa, y finaliza en su empalme con la R.N. 34 en la provincia de Salta totalizando un recorrido de aproximadamente 700 km. Constituye la columna vertebral de la provincia de

Formosa, la vía de escape del S.O. de Salta.

Esta ruta, a través de un complejo integrado, en la República Argentina, de las rutas 51,56 y 34 en Salta, y la propia ruta nacional 81 en Salta y Formosa, permite integrar el puerto de Antofagasta en Chile, con Sao Paulo, en el Brasil, a través del siguiente recorrido:

Antofagasta — Paso Huaitiquina (Socoma-Argentina); Salta — San Salvador de Jujuy; Formosa — Asunción (Paraguay), Puerto Stroessner (Paraguay) Foz de Iguazú (Brasil) — Curitiba — Sao Paulo.

RUTA TRANSCHACO "JUANA AZURDUY"

La revelante importancia de esta ruta está explicada por dos factores:

1º—El factor geopolítico ya que es eje de la parte argentina de la Gran Llanura Chaqueña y enlaza los sistemas viales del Atlántico y del Pacífico. Además atraviesa el área de vacío demográfico más crítico del país, ya que se encuentra situada en el corazón del Cono Sur.

2º—Esta ruta es el eje del Plan Trienal del Gobierno del Chaco, y es el fundamento del reordenamiento de la economía chaqueña.

Alrededor de esta ruta giran los más ambiciosos planes de colonización y desarrollo agropecuario forestal de las provincias de Salta y el Chaco. Servirá a la zona de riego que se creará en Salta como resultante de la construcción de Zanja del Tigre, la obra clave sobre el Río Bermejo.

que todos estos temas fueran incluidos conjuntamente dentro de una Ley Nacional de Transporte.

3. ASPECTOS QUE PUEDEN SER O NO MATERIA DE LEGISLACION Y QUE CORRESPONDEN A DEFINICIONES DE POLITICA DE TRANSPORTE O RESULTADOS DE PLANEAMIENTO

La actuación del Estado dentro del área de los transportes no se limita por lo general al cumplimiento de normas que regulen el buen funcionamiento, la eficiencia, y el adecuado equilibrio de los mercados de transporte. Esta actuación se extiende también al encauzamiento del desarrollo del sistema hacia direcciones preestablecidas por las definiciones adoptadas de política de transporte o bien por los planes sectoriales en marcha. El gobierno puede decidir favorecer en forma diferencial a un medio de transporte en detrimento de otros, por determinados motivos de interés político o estratégico; igualmente, puede fomentar el desarrollo de una región subdesarrollada volcando masivamente hacia la misma inversiones y facilidades de transporte; puede limitar el transporte individual y favorecer al colectivo fuera de la distribución deseada por el mercado; etc. En muchos casos la instrumentación de políticas de transporte que modifiquen en forma deliberada las tendencias naturales de los usuarios puede responder al hecho de que dichas tendencias llevan a situaciones de un alto costo social, o inconveniencias de tipo político o estratégico. Aún instrumentando políticas fiscales, laborales y tarifarias que eliminen las distorsiones en los mercados de transporte, suelen subsistir fenómenos difíciles de corregir y que sólo pueden modificarse a través de leyes que impongan compulsivamente un comportamiento dado. Este último caso es por ejemplo el que se presenta en las grandes áreas urbanas en donde los usuarios persisten en la utilización de medios de transporte individual aún a pesar del alto costo social que su elección significa. En estos casos resulta prácticamente imposible orientar la demanda a través de instrumentos fiscales o tarifarios, o de la regulación en el otorgamiento de concesiones sólo limitadas al cumplimiento de determinados requisitos de seguridad y eficiencia. En estos casos, como en otros, se hace necesaria la aplicación de una deliberada política de transporte que encauce las inversiones en los planes de mediano y largo plazo, el otorgamiento de concesiones de servicios, las disposiciones por estacionamiento, la política tarifaria, etc.

Es probable que aquellos que piensan en un proyecto de Ley Nacional de Transporte, se estén refiriendo fundamentalmente a un cuerpo legal que contenga las principales definiciones de política de transporte de carácter permanente y las orientaciones en materia de desarrollo del sistema. En otras palabras, quisieran ver en una Ley Nacional de Trans-

porte enunciadas las políticas y definiciones fundamentales que orientarán la actuación del Estado y los programas de inversiones en el sector. A esta forma de enfocar el problema cabe hacerle algunas consideraciones.

Existen definiciones de política de transporte y objetivos de su planificación que pueden considerarse como permanentes y difícilmente modificables en el tiempo, y otros que por lo contrario, solo son coyunturales y no necesariamente deben incluirse en una legislación permanente.

La legislación vigente muestra ejemplos de definiciones de política o planeamiento de transporte de diverso tipo. Por ejemplo las Leyes 11658 y Decreto Ley 505/58 establecieron sucesivamente las proporciones en que el Fondo Nacional de Vialidad y los recursos coparticipados se distribuirían entre las provincias. Esto dió carácter permanente a una decisión sobre el desarrollo de la red de caminos bajo un criterio de equilibrio regional. El mecanismo legal sustuyó así a decisiones que pudieran surgir cada año presupuestario como resultado de un proceso de planificación y asignación de recursos. De un modo similar, y más recientemente la ley que creó el FONIT incluye en sus decretos reglamentarios la proporción en que se distribuirá dicho fondo entre distintos medios de transporte.

Así como existen leyes en nuestro país que determinan asignaciones de recursos según una política de transporte predeterminada, las hay también que establecen distribuciones de tráfico entre distintos entes o empresas actuantes en un determinado medio. En ese sentido se promulgó el Decreto Ley 6250/63 que establecía la forma de distribución de ofertas de servicios entre Aerolíneas Argentinas y las empresas privadas, estableciendo que "la autoridad aeronáutica regulará los servicios de cabotaje de modo tal de lograr progresivamente que el 50 % de la capacidad total autorizada sea ofrecida por Aerolíneas Argentinas y el 50 % restante por el conjunto de las empresas privadas regulares, asegurando en lo posible la competencia de dos empresas por zona del país y dentro de ellas en cada ruta o sector de ruta". Las disposiciones de este Decreto, constituyen un ejemplo de aspectos difícilmente legislables, confirmándose esto por la realidad que nunca esos porcentajes fueron debidamente logrados. Esto no quiere decir que definiciones de este carácter no sean posibles; sin duda lo son, lo que se pone en duda es que ese tipo de políticas pueden incluirse en leyes de carácter permanente. Tanto esas definiciones, como las proposiciones de planes de desarrollo sectorial o a nivel de cada medio de transporte, pueden ser aprobadas por ley en ocasión de la puesta en vigencia de cada plan.

Algunos países han promulgado leyes que establecen en forma taxativa la distribución de tráficos entre distintos medios indicando los límites de distancias en los cuales puede aunar cada uno, o bien las zonas, o el tipo de mercadería transportable por cada empresa (existen leyes de este carácter en Alemania y Nueva Zelanda por ejemplo). De esta forma orientan en forma compulsiva la demanda

de transporte hacia los medios que la pueden absorber a un menor costo para la comunidad, eliminando en forma definitiva las distorsiones que no pueden corregirse a través de otros instrumentos de orientación indirecta. En nuestro país ha existido en 1973 un intento de menor alcance dentro de este mismo tipo a través de una ley que obliga al Estado a demandar prioritariamente servicios de transporte al ferrocarril, para tráficos de cargas por encima de 600 kms.

La introducción dentro de la legislación permanente de definiciones sobre distribución de tráficos u orientaciones de la inversión constituye la última etapa luego de haberse transado sobre legislación en los otros temas antes referidos, y luego de haberse logrado una adecuada eficiencia en la explotación y funcionamiento de todos los medios de transporte. Eso último tiene una importancia fundamental, ya que de lo contrario la imposición de una determinada distribución de tráficos puede llevar a un efecto opuesto al deseado y provocar a los usuarios inconveniencias de tal carácter que desalienten la producción o la encarezcan. Esto es particularmente aplicable al caso argentino, en donde el transporte ferroviario no funciona con los costos y la calidad de servicio que sería deseable para poder aplicar normas legales de distribución de tráfico de carácter compulsivo. Es absolutamente necesario en primer lugar poner en orden el sistema de transporte para luego entrar en la legislación sobre aspectos fundamentales de la política de transporte.

En definitiva, es probable que muchos aspectos referidos a la política de transporte o al desarrollo del sistema puedan ya incluirse en normas legales. De hecho varios de ellos ya lo están. Piénsese no obstante, que esta etapa de legislación es la última, y que previamente debe analizarse la forma rápida de llevar la explotación de nuestro sistema de transporte a un adecuado nivel de eficiencia y calidad, y de adecuar la legislación que regula su funcionamiento (sin aún establecer orientaciones de política salvo casos específicos) para garantizar que el mismo se realice también eficientemente, con seguridad, y a un mínimo costo.

Uno de los casos específicos que sería conveniente tratar ya dentro de un cuerpo legislativo es el de la política de transporte para grandes áreas urbanas (conglomerados de más de un millón de habitantes). Los puntos a incorporar a esa legislación podrían comprender: a) Medidas para desalentar la utilización del automóvil particular para acceder al radio céntrico y a zonas comerciales y administrativas; b) Normas para concesiones de líneas de colectivos y ómnibus que minimicen la superposición con los sistemas ferroviarios de uso urbano y suburbano y con subterráneos. Otorgamiento de concesiones que tiendan a complementar y alimentar los sistemas masivos, y no a competir con ellos donde éstos aún tuvieran capacidad adicional de transporte; c) Responsabilidad de la Nación en el desarrollo y financiación de sistemas de transporte masivo y rápido electrificado en los grandes conglomerados urbanos.



**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

Sobre el criterio de calidad de los suelos cohesivos corregidos o estabilizados con cal

Este trabajo realizado en el Laboratorio de Investigaciones Viales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, bajo la dirección del Dr. Celestino L. Ruiz y la colaboración de la Ing. Yolanda R. Rivara de Ronchi y el técnico Oscar M. Llano, que fuera presentado al VII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito y que se publicó en nuestro número 66, de abril-junio de 1973, se reimprime en este número a solicitud de muchos lectores, particularmente estudiantes, debido a que la demanda agotó las existencias de aquel ejemplar.

Resumen

El propósito de este trabajo es realizar una discusión teórica-experimental de los criterios seguidos para valorar la calidad de los suelos cohesivos corregidos y/o estabilizados con cal. En particular con respecto a la determinación de la cantidad óptima de cal para cada caso, y en la aplicación de los resultados al diseño de espesores. La discusión de los antecedentes y los resultados obtenidos con un suelo A6(9) permiten sugerir un camino tentativo a seguir en los problemas antes mencionados.

Paralelamente se considera la interpretación del comportamiento estructural de las capas construidas con suelos cohesivos-cal, llegando a la conclusión que debe considerárselas como un sistema articulado de losetas individuales y yuxtapuestas en estado confinado.

1º) Introducción:

En la actualidad se ha generalizado en la técnica vial la corrección y estabilización de los suelos cohesivos por el agregado de cal, por ser el proceso más conveniente técnica y económicamente en muchos casos, para la construcción de una platea de apoyo en condiciones desfavorables del contenido de humedad, para el mejoramiento del suelo subrasante, y para la construcción de sub-bases cuando no se dispone de materiales granulados locales apropiados. Las operaciones constructivas relacionadas con el material suelo-cal han sido descritas en numerosas publicaciones y manuales tales como las correspondientes a las citas bibliográficas (1) y (2).

Para el proyectista el empleo del material suelo cohesivo-cal plantea dos problemas:

- a) Para un determinado empleo del material suelo cohesivo-cal, establecer el porcentaje óptimo de cal con respecto al peso del suelo seco teniendo presente las características del suelo disponible y de la cal usada.
- b) Establecer las características del material suelo cohesivo-cal que midan su calidad. Ellos deben estar relacionados con las exigencias que correspondan al método racional o empírico de diseño de espesores usado para proyectar la estructura teniendo en cuenta el tránsito presente y futuro.

En la actualidad no tenemos conocimiento de la existencia de soluciones a estos problemas que hayan sido aceptadas ampliamente y de uso generalizado. La utilización del material suelo cohesivo-cal se realiza fundamentalmente en base a la experiencia y criterio personal del o los proyectistas.

El propósito de este trabajo es realizar una discusión teórica-experimental de los ensayos de calidad actualmente usados en nuestro medio vial, tratando de establecer que es lo que racionalmente se mide en cada uno de ellos, y sus relaciones y limitaciones al aplicar los resultados al arte de proyectar estructuras viales. Para tal fin se mencionan y resumen los puntos básicos relacionados con el tema en base a los conocimientos que surgen de la amplia bibliografía existente, y se los aplica a un caso particular empleando un suelo cohesivo clasificado como A-7-5 (12) y una cal aérea hidratada comercial. Se pretende así llegar a una aproximación que dé respuesta a los problemas antes planteados.

2º) Interacción Suelo-Cal

El agregado de cal a los suelos cohesivos determina un cambio de las propiedades del suelo original que, de acuerdo al conocimiento logrado por las numerosas investigaciones publicadas sobre el mecanismo de acción de la cal recopiladas en (11), puede sintetizarse en:

- a) Adsorción de la cal por las partículas del suelo con floculación irreversible de las fracciones arcillosas y agregación de las partículas primarias. Ello se traduce en un desplazamiento de la curva granulométrica hacia el lado grueso, reducción de la sensibilidad al agua y de los cambios de volumen por variación del contenido de humedad.
- b) Acción química (puzolánica) (*) de la cal sobre los minerales de arcilla en presencia de agua con formación de nuevos silicatos y aluminatos de calcio hidratados. Ello determina fuerzas de cohesión por cementación que unen a las partículas pri-

marias dando origen a una matriz tridimensional porosa cuando el material ha sido compactado. Esta matriz confiere rigidez al conjunto y en consecuencia menor deformabilidad bajo cargas que el suelo sin estabilizar en igualdad de condiciones.

Los cambios de propiedades relacionados con a) se producen rápidamente (horas) y conducen esencialmente a un material mejorado o corregido de mejor calidad vial que el suelo original. No ocurre lo mismo con los cambios b) vinculados a la cementación que se desarrollan gradualmente en función del tiempo, son favorecidos por la compactación y curado húmedo, y su evolución es acelerada por elevación de la temperatura. Por otra parte, dependen, del grado de pulverización del suelo dado que los procesos de cementación se cumplen más rápidamente en la parte superficial de las agregaciones o terrones del suelo, y más lentamente en su interior gracias a la transferencia por difusión del hidróxido de calcio disuelto, determinada por la diferencia de concentración entre ambas zonas (23). La cementación exige mayor proporción de cal que en el caso anterior y determina la estabilización propiamente dicha.

En igualdad de otros factores, el desarrollo de la acción cementante de la cal depende en alto grado de la cantidad y naturaleza mineralógica de las fracciones arcillosas presentes en cada suelo. Ello confiere a cada suelo cierta "reactividad" particular frente a la cal que determina la cantidad de material cementante formado en determinadas condiciones.

Puede aceptarse como hipótesis de trabajo que las propiedades mecánicas de un suelo cohesivo-cal compactado en el que se ha desarrollado el proceso de cementación, dependen en primer término de la formación de la matriz rígida antes mencionada. Si es así, ellas serán función de la cantidad de material cementante que se ha formado en las condiciones consideradas y la acción cementante de la unidad de peso de dicho material debe ser del mismo orden para cualquier suelo cohesivo por la análoga naturaleza de los silicatos y aluminatos formados.

Esta hipótesis lleva necesariamente a considerar, por analogía con el hormigón de cemento portland, que la proporción del espacio entre las partículas del suelo ocupado por el medio cementante formado es la va-

(*) El término puzolánico se refiere a la capacidad de un material natural o artificial de naturaleza sílica-aluminosa para reaccionar con la cal en presencia del agua, formando productos insolubles, con propiedades cementantes.

riable que gobierna las características del suelo cohesivo-cal que dependen de la cementación, las que deben guardar entre sí estrecha correlación cuando la preparación y conservación de las probetas es igual en todos los ensayos.

El orden de las operaciones constructivas de las capas estructurales de suelo cohesivo-cal lleva a considerar que existe en primer término una rápida agregación de las partículas primarias del suelo cohesivo y reducción de su sensibilidad al agua, formando otras mayores porosas que son las posteriormente compactadas. La porosidad de las agregaciones iniciales explica en cierta forma las menores densidades máximas de los suelos cohesivos-cal con respecto al original frente a una misma energía de compactación. Las fuerzas de las uniones entre las partículas primarias o sus agregaciones son relativamente débiles al comienzo cuando responden a la adsorción y floculación irreversible, pero crecen posteriormente con el desarrollo de la cementación lo que confiere al material mayor durabilidad.

Normalmente los procesos agrupados en a) y b) se cumplen en forma sucesiva dado que se opera agregando la cal en una sola operación. En el caso de suelos arcillosos de elevada plasticidad y difícil pulverización, es oportuno fraccionar el agregado de la cal en una primera parte destinada a corregir el suelo original mejorando su comportamiento en el proceso constructivo, seguida horas más tarde de una segunda parte destinada a la verdadera estabilización.

En los procesos constructivos debe tenerse presente que el anhídrido carbónico de la atmósfera en contacto con la superficie externa de las capas o con su superficie interna gracias a la red porosa intercomunicada ocupada por aire, ejerce un efecto competitivo con el proceso de estabilización al combinarse con la cal libre por carbonatación, lo que modifica desfavorablemente las propiedades del material debilitándolo particularmente cuando el contacto es prolongado. La carbonatación no puede ser considerada como un factor crítico, pero obliga a que el lapso de tiempo entre el final de la compactación y el sellado asfáltico, así como la permanencia de capas de suelo-cal sin recurrir no deben ser innecesariamente prolongados. En el caso contrario se corre el riesgo de la formación de una zona superficial débil en relación al resto de la capa suelo-cal que compromete el comportamiento de las capas superiores que apoyan sobre ella.

3.9) Comportamiento Estructural:

• El empleo más generalizado del material suelo cohesivo-cal en la construcción de pavimentos flexibles es la corrección o estabilización de los suelos de sub-rasantes y particularmente en las capas sub-bases, en reemplazo de los materiales granulares naturales tradicionalmente usados.

Teniendo presente el mecanismo de la interacción entre los suelos cohesivos y la cal, puede interpretarse el comportamiento de

este material desde los puntos de vista extremos a saber:

- Con criterio de **mínimo** aporte estructural, considerar al suelo cohesivo-cal compactado como un suelo mejorado despreciando la contribución de la rigidez de la matriz cementada.
- Con criterio de **máximo** aporte estructural la rigidez aportada por la matriz cementada, considerada como capa continua sin fisuramiento, implica una distribución de las cargas en función de su espesor y capacidad para resistir esfuerzos en tracción en el ámbito elástico (acción de losa).

Las consideraciones sobre el punto de vista a) de varios ingenieros viales de nuestro medio, particularmente en el V Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito (1964) apoyan este criterio. Tal es así que se ha considerado que el valor soporte C. B. R. del suelo-cal debe ser el medido en probetas que han sido trituradas (pasando tamiz nº 4) y remoldeadas para obviar la influencia de la estructura tomada por cementación. Este criterio había sido mencionado en el año 1954 por el Ing. Alberto Lanne para el suelo-cemento y generalizado al suelo-cal por el Ing. Luis M. Zalazar en 1952, (21), (22).

El punto de vista b) no responde a la realidad dado que el fisuramiento de las capas de suelo-cal es prácticamente inevitable y su resistencia a la tracción (indirecta por compresión diametral) es reducida, del orden 0, 13 veces la obtenida por compresión confinada en igualdad de condiciones (3).

A nuestro entender ninguno de estos puntos de vista extremos es el real. Con suelos "reactivos" no puede despreciarse la acción cementante de las reacciones químicas entre los minerales de arcilla y la cal que ocurren después de la compactación. Por otra parte la micro y macro fisuración de las capas de suelo cohesivo-cal producidas por contracción durante el curado controlado o posteriormente bajo cargas, obliga a considerarlas como no continuas lo que reduce su resistencia y capacidad de distribución de las cargas. Se considera que la interpretación más lógica del comportamiento estructural del suelo cohesivo-cal es aceptar que las capas de este material pueden actuar como un **sistema articulado** compuesto por bloques distintos individuales yuxtapuestos, entre los cuales es posible la transferencia de las cargas por la resistencia friccional en las superficies de contacto entre los bloques en el estado confinado. La cementación que se desarrolla con los suelos "reactivos" por acción de la cal, es la determinante de la formación de los bloques individuales y de la **resistencia a la abrasión húmeda** para evitar la degradación granulométrica del material en las superficies friccionales bajo la acción de los ciclos repetidos de carga y descarga durante la vida útil de la estructura que reducen paulatinamente la capacidad estructural de la misma.

Debe tenerse presente que la deformabilidad bajo cargas inferiores a la de rotura, del

material suelo cohesivo-cal sin fisuramientos que ha sufrido el proceso de cementación, es marcadamente inferior a la del suelo sin estabilizar u otros materiales granulares no cementados. Paralelamente su fragilidad determina que la rotura se produzca en forma brusca sin marcadas deformaciones permanentes. Todo ello limita el criterio de deformaciones máximas tolerables, cosa que no ocurre si la capa continua de suelo cohesivo-cal pasa a ser un sistema de bloques articulados, lo que le permite adaptarse al juego de esfuerzos y deformaciones que caracteriza a las capas componentes de los pavimentos flexibles convencionales.

Interpretando el comportamiento de los pavimentos flexibles como sistemas de capas elásticas, la característica fundamental de cada capa es su módulo elástico **E medido en las condiciones reales de trabajo**. Los módulos (°) del material suelo cohesivo-cal medidos con probetas de laboratorio son superiores a los del suelo sin estabilizar en igualdad de condiciones, particularmente cuando se consideran largos períodos de curado y suelos "reactivos". Por ejemplo, Thompson (4) menciona valores de la relación modular en compresión E estabilizado/E sin estabilizar desde 3 hasta 25 de acuerdo al tiempo de curado.

Considerando una estructura vial común formada por una capa intermedia (sub-base) de suelo cohesivo-cal que apoya sobre el mismo suelo compactado sin estabilizar (sub-rasante), y que a su vez sirve de apoyo a un paquete asfáltico superior (carpetas + base asfáltica); las teorías elásticas muestran, para cada juego de espesores y cargas superficiales, que un elevado módulo de la sub-base de suelo-cal determina por distribución de esfuerzos, menores solicitaciones en tracción en el fondo del paquete asfáltico superior y de compresión sobre la sub-rasante inferior, en comparación con una sub-base de menor módulo. Paralelamente a esta reducción de los esfuerzos considerados críticos, la capa intermedia de suelo cohesivo-cal es **sobre solicitada** en su fondo por esfuerzos de tracción que pueden llegar a ser críticos originando su fisuramiento (5) bajo tránsito pesado. Si tal cosa ocurre la capacidad de distribución de cargas de la capa sub-base disminuye y en consecuencia aumentan las solicitaciones sobre las restantes en la medida que la relación modular E sub-base/E sub-rasante se reduzca. Se comprende que el fisuramiento de la sub-base **puede o no determinar el colapso de la estructura** de acuerdo a los espesores y módulos de las capas constituyentes en relación a la magnitud y frecuencia de las cargas aplicadas superficialmente en cada caso.

Para puntualizar lo dicho se considera en el gráfico de la figura nº 1 un sistema de tres capas elásticas que guardan las relaciones de espesores y módulos indicados en el

(*) En realidad se miden "módulos de deformación" dado que las deformaciones debajo del límite de proporcionalidad no son totalmente recuperables por elasticidad instantánea. Los módulos estáticos son netamente menores que los dinámicos.

esquema. Adoptando $a = 15$ cm y $E_3 = 500$ kg/cm² (CBR = 5) resulta $h_1 = 19$ cm y $h_2 = 37$ cm. El módulo $E_1 = 500 \times 40 = 20.000$ Kg/cm² corresponde a capas asfálticas a temperaturas relativamente elevadas. Estructuras de este tipo con adecuada capa intermedia corresponden en el método Shell a tránsito pesado N = 10⁷. La variable independiente es el cambio de la razón E_2/E_3 por ser E_3 constante (subrasante) y E_2 variable (sub-base de suelo-cal). Las variables dependientes son:

σ_n = esfuerzo radial de tracción en el fondo del paquete asfáltico superior (carpetas + base) de módulo constante

$E_1 = 40 \times E_3$ y espesor $h_1 = \frac{2,5}{2} \times a$,

Siendo a el radio del área circular cargada con presión de contacto p .

σ'_n = esfuerzo radial de tracción en el fondo de la capa intermedia (sub-base de suelo-cal) de módulo E_2 variable y espesor $h_2 = 2h_1 = 2,5 a$.

σ_v = esfuerzo de compresión vertical sobre la capa inferior (subrasante) de módulo E_3 constante.

Todos estos esfuerzos están aplicados en el eje de carga y se expresan en función de la presión de contacto p por los coeficientes indicados en ordenadas de acuerdo a los valores del cálculo elástico tabulados por Jones.

En primer término se considera que la capa intermedia es un suelo cohesivo-cal fisurado que actúa como un sistema articulado análogo a un material granular. En tal caso su resistencia a la tracción en estado confinado depende de la presión de confinamiento y según (13) (14) será del mismo orden que la presión vertical en el nivel considerado

(σ_v), es decir que $\frac{E_2}{E_3} = 2,4$ como se observa,

va en el gráfico N° 1. Para esta relación modular en abscisas corresponde un esfuerzo de tracción radial en el fondo del suelo cohesivo-cal de $\sigma'_n = 0,035 \times p$, es decir de reducida magnitud compensado por el confinamiento de la capa.

En el caso opuesto considerando que el suelo cohesivo-cal es una capa continua sin fisuramiento que actúa como capa rígida cementada, se justifica considerar razones E_2/E_3 del orden de 10 o mayores. Siendo así el esfuerzo radial de tracción en el fondo de la capa de suelo cohesivo-cal $\sigma'_n = 0,18p$ ó mayores aún, es decir cinco veces o más veces mayores que en el caso anterior. Se comprende que para las presiones de contacto elevadas que corresponden al tránsito pesado p será del orden de 7 kg/cm² y en consecuencia los esfuerzos de tracción en el suelo cohesivo-cal comprometen su integridad dado que en los métodos de diseño se acepta que debe resistirlos en el ámbito elástico por

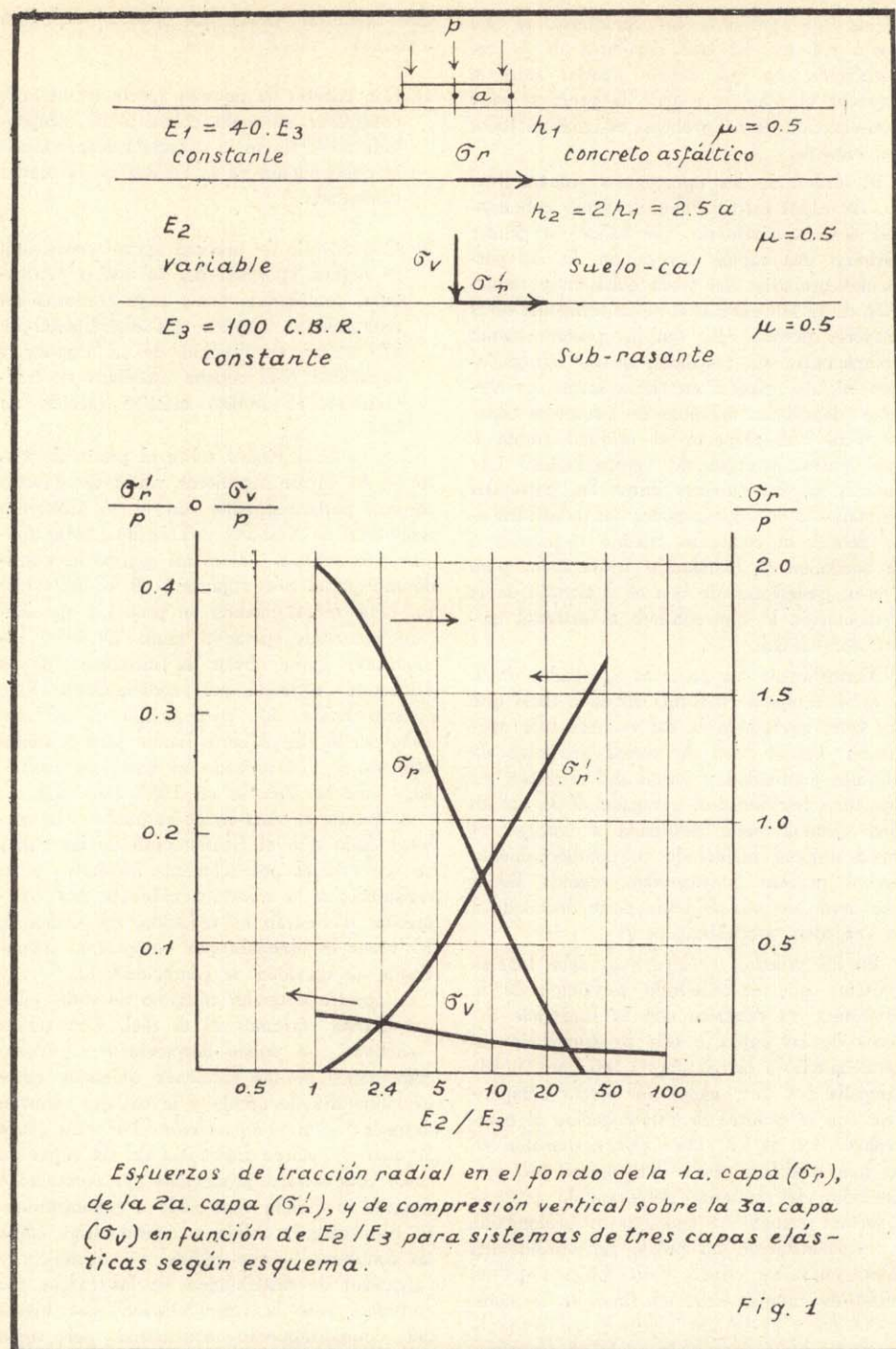


Fig. 1

debajo del 50 % de la rotura y en forma repetida. Por otra parte, estas capas están sometidas a esfuerzos críticos a temprana edad durante el proceso constructivo (compactación) de las capas asfálticas superiores.

L.: sobresolicitación de la capa intermedia de suelo cohesivo-cal para elevadas relaciones

modulares $\frac{E_2}{E_3}$ va acompañada de menores

solicitaciones del paquete asfáltico superior y de la subrasante como se observa en el gráfico-n° 1. Ello puede conducir a diseños estructurales con menores espesores que los indicados, los que no son compatibles con una buena performance de la estructura cuan-

do la relación modular $\frac{E_2}{E_3}$ decrece por fi-

suramiento de la capa intermedia de suelo cohesivo-cal tendiendo a un comportamiento similar al de un material granular. (*)

En el diseño de estructuras donde intervienen materiales cementados como los suelos cohesivos-cal, los módulos u otras características mecánicas medidas en el laborato-

(*) Medidas experimentales del módulo dinámico de elasticidad por métodos vibratorios de la base cementada (hormigón pobre) de una estructura relativamente débil realizadas en Inglaterra (15), han mostrado que dicho módulo se reduce paulatinamente bajo tránsito hasta menos de un cincuenta por ciento de su valor inicial en el estado no fisurado.

rio para expresar la calidad estructural del material, dependen de un conjunto de variables tales como tipo de ensayo (compresión, corte, etc.), clase y magnitud de la energía aplicada al compactar las probetas, humedad de moldeo, tiempo y condiciones de curado. A estas y otras variables de laboratorio deben sumarse las impuestas por condiciones de servicio tales como meteorización por agentes climáticos, fatiga por repetición de esfuerzos anteriores, grado de fisuramiento, etc. Dado que lo que realmente se necesita son las características reales en las condiciones de servicio se comprende que sólo cabe esperar aproximaciones con respecto a la realidad que deben ser utilizadas con prudencia. Lo mismo debe aplicarse al criterio de equivalencia de espesores entre el suelo-cal y los materiales granulares convencionales que son los considerados en los métodos de diseño.

Frente al problema planteado y la imposibilidad de reproducir el estado real del material en el laboratorio, se considera que los módulos u otras características que expresan el comportamiento del suelo-cal deben surgir de las observaciones de su performance práctica y de medidas experimentales en las obras, particularmente de la velocidad de propagación de ondas que permiten obtener valores medios del módulo de deformación de longitudes de 4; 10 ó más metros de camino. Paralelamente de correlaciones realmente significativas entre las medidas mencionadas y los resultados de laboratorio.

En cierta forma el punto de vista mencionado es concordante con el criterio seguido por el "A.A.S.H.O. Operating Committee on Design" que ha propuesto coeficientes de equivalencia de espesores para el cálculo del número estructural SN (*) sólo entre los materiales usados en el camino experimental A.A.S.H.O. Para otros materiales se estiman valores cuya validez queda sujeta a los resultados de futuras experiencias (6) (7). Con respecto a estabilizados con cal, el coeficiente de la grava arenosa usada en el A.A.S.H.O. (pasa nº 40 = 23 %, I.P. = 3,5) es 0,11; al ser estabilizada con cal se estima entre 0,15 y 0,30 de acuerdo a la experiencia del proyectista. Se llama la atención que el menor valor de este amplio rango, es muy cercano al coeficiente 0,14 del material granular de trituración usado como base en el camino A.A.S.H.O., pero no tenemos conocimiento de los fundamentos de esta estimación, que como ha sido dicho no surge directamente de los resultados del camino experimental A.A.S.H.O., ni se indican las características de calidad que individualicen al material estabilizado. Iguaes consideraciones corresponden a los coeficientes consignados por la Dirección Nacional de Vialidad en "Instrucciones Generales para Estudios y Proyectos de Caminos" B 16; 4. 1. 6 Equivalencia de Materiales 1971.

Se llama la atención recordando que las consideraciones anteriores sobre el comportamiento estructural, se refieren a capas de suelos cohesivos-cal de características uniformes en todo su espesor, es decir en ausencia de toda zona superficial débil por haber sufrido un proceso acentuado de carbonatación. Es bien conocido que la existencia de estas zonas débiles inmediatamente debajo de las capas asfálticas determina fallas de estas últimas por desplazamiento, o bien fisuramiento por excesiva sollicitación al flexionar con reducido radio de curvatura de la línea de deflexión.

4º) Criterios de Calidad:

En la actualidad los criterios de calidad vial del material suelo cohesivo-cal utilizados en nuestro medio se basan en las directivas siguientes:

- El grado de corrección o estabilización del suelo original logrado por la incorporación de cal se valora por la modificación de los límites de consistencia de Atterberg. Paralelamente, la insensibilidad al agua lograda por la reducción del hinchamiento en el ensayo de valor soporte C.B.R. embebido.
- Se considera que la resistencia a la compresión confinada del suelo cohesivo-cal, determinada de acuerdo a cierta norma, es una medida que define su calidad vial.
- La calidad vial se mide por el valor soporte C.B.R. calculado con la primera o como máximo segunda penetración. Se opera en la forma común o bien por remoldeo previa trituración del material virgen.

Para una discusión teórica-experimental de estos criterios de calidad se ha incorporado como ensayo patrón la compresión triaxial. Ella permite medir separadamente la cohesión cementante desarrollada que deriva de la existencia de una matriz rígida, y la resistencia friccional que puede aportar la agregación de las partículas primarias.

Por otra parte, se ha determinado la deformación axial en el límite de proporcionalidad y en la rotura comparativamente con el suelo sin estabilizar, y el módulo de deformación estático en compresión que relaciona la deformación unitaria axial con el esfuerzo desviante que la determina ($\sigma_1 - \sigma_3$) en el ámbito donde existe proporcionalidad entre ambos.

Con la incorporación del ensayo patrón se pretende establecer racionalmente que es lo que se mide en los ensayos de calidad antes mencionados. Por otra parte establecer si existe correlación entre el simple ensayo a la compresión confinada y los resultados obtenidos en la prueba triaxial. Paralelamente la información aportada por el ensayo triaxial permite una interpretación racional de los resultados obtenidos al generalizar a los suelos cohesivos-cal el ensayo de valor soporte C.B.R.

Dado que las características mecánicas de los suelos cohesivos-cal dependen del tipo y magnitud del trabajo de compactación apli-

cado y de la humedad de moldeo, en la parte experimental todas las probetas corresponden a la energía aplicada en el ensayo de compactación A.A.S.H.O.-T 180 con la humedad óptima y con algunas unidades del lado seco y húmedo respectivamente.

5º) Materiales:

En la parte experimental se ha considerado la corrección y estabilización de un suelo cohesivo proveniente de la Provincia de Entre Ríos cuyas características son:

Límite Líquido (L.L.)		38
Límite Plástico (L.P.)		23
Índice de Plasticidad (I. P.)		15
Pasa tamiz nº 40 vía húmeda	99 por ciento	
Pasa tamiz nº 200 vía húmeda	72 por ciento	
Clasificación A.A.S.H.O.		A6 (9)
Compactación A.A.S.H.O. 180:		
Humedad óptima		16,5 por ciento
Densidad seca máxima		1,775 kg/dm ³
Valor Soporte C.B.R. sin embeber		55
Valor Soporte C.B.R. embebido		2
Hinchamiento volumétrico		7 por ciento

La actividad de la fracción arcillosa de este suelo cohesivo se manifiesta claramente en la drástica caída del valor C.B.R. provocada por el embebimiento, paralelamente por el marcado hinchamiento, por lo cual se presta para evidenciar el efecto del agregado de cal.

Se ha utilizado una cal aérea hidratada comercial con 88 por ciento que pasa el tamiz nº 200 y un contenido de hidróxidos alcalinotérreos libres expresados en hidróxido de calcio Ca (OH)₂ de 60 por ciento determinado por titulación hasta decoloración permanente usando como indicador fenolftaleína.

6º) Ensayos de Consistencia:

Los cambios en los ensayos de consistencia del sistema suelo cohesivo-agua producidos por el agregado de cal, ponen en evidencia la influencia favorable de esta incorporación y han sido tradicionalmente empleados para tal fin. En forma general puede afirmarse que los suelos cohesivos tratados con cal sólo admiten el moldeo plástico con mayores humedades que el suelo original, o bien dicho moldeo no es posible dado el carácter friable del material.

La influencia de la cal sobre las "constantes" de Atterberg se revela rápidamente. En general se observa un aumento inmediato del límite plástico (L.P.) que hasta cierto porcentaje de cal varía directamente con el mismo. Los cambios del límite líquido (L.L.) no siguen una regla única con distintos suelos cohesivos ya que se ha observado desde incremento del valor original hasta reducción, aunque generalmente la influencia de la cal sobre el L.L. es menos marcada que en el L.P. Los efectos separados sobre ambos valores producen generalmente una reducción del índice de plasticidad (I.P.) de los suelos cohesivos.

Es necesario tener presente que el I.P. por sí sólo no puede reflejar los cambios provocados por la cal cuando ellos se traducen en aumento de ambas constante, en tal caso un mismo valor del I.P. no tiene igual

(*) El número estructural SN expresa las características de cada calzada por un número empírico único, igual a la suma de los espesores de cada capa afectados cada uno de un coeficiente propio para cada material.

significado para el suelo sin o con el agregado de cal. Por otra parte se ha mencionado que ciertos suelos arcillosos-cal empastados con agua hasta consistencia del orden del L.P. o L.L., endurecen en forma tal que no permiten el proceso normal de moldeado previo al ensayo dentro de las condiciones normalizadas salvo que se recurra a una trituración necesariamente aleatoria.

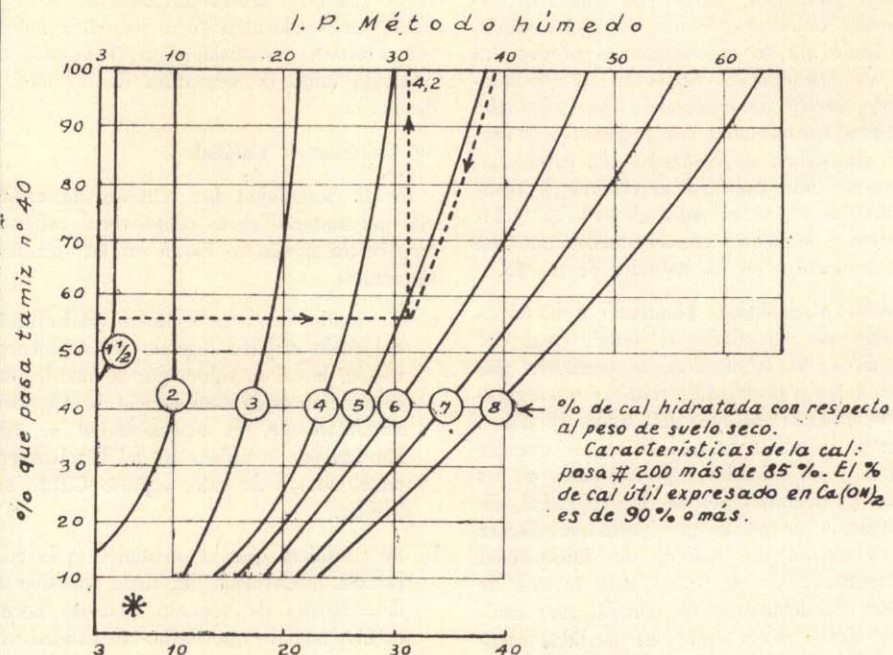
La cantidad de una determinada cal necesaria para lograr el máximo aumento del L.P., expresada en partes en peso para 100 partes del suelo seco considerado, depende del porcentaje y naturaleza de la fracción arcillosa presente. Ha sido denominada "capacidad de fijación de cal" (8) y con cales comerciales de calidad es del orden de 1.0 a 4 con la mayoría de los suelos cohesivos de interés vial. La "capacidad de fijación de cal" de determinado suelo y cal debe ser interpretada como la **proporción mínima necesaria para corregirlo** considerando que exista un eficiente proceso de mezclado y correcta humedad. La estabilización exige porcentajes mayores para asegurar durante un tiempo prolongado la alcalinidad del medio acuoso, condición necesaria para el desarrollo de las reacciones determinantes de la cementación, es decir la presencia de hidróxido de calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ para que el pH no sea menor de 11.

La correlación entre el tipo de suelo individualizado por su I.P. y porcentaje que pasa el tamiz nº 40 por vía húmeda con su comportamiento al ser tratado con cal tanto frente a los ensayos rápidos de laboratorio como en servicio práctico de más de 10 años, ha sido estudiada por Mc Dowell (9). Toda la información lograda en las condiciones de Texas ha sido condensada en el ábaco que se reproduce en la figura nº 2, que permite determinar el porcentaje de cal necesario para la estabilización de un determinado suelo si se conocen su I.P. y pasa nº 40. Este ábaco figura también en la norma interina A.A.S.H.O.-D T. 220-66 I para fijar el porcentaje de cal que debe emplearse al preparar las probetas para determinar la resistencia a la compresión confinada.

En dicho ábaco el porcentaje de cal necesario está indicado en cada curva y corresponde al I.P. del suelo sin estabilizar (abscisas) cuando el 100 % pasa el tamiz nº 40, siempre que el I.P. sea mayor de 3. El efecto desplazante de la fracción granular retenida en dicho tamiz, que no reacciona con la cal, determina una reducción del porcentaje de cal.

La generalización del ábaco de Mc Dowell a las condiciones argentinas no ha sido estudiada de nuestro conocimiento. Debe tenerse presente que los porcentajes de cal indicados en el ábaco se refieren a cales aéreas hidratadas comerciales de alto grado de pureza y fineza, con no menos de 90 % de hidróxidos alcalinotérreos calculados en $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Las cales hidratadas disponibles en la Argentina son de menor pureza y adoptando el criterio de "cal útil vial" de Lilli (10) esta varía desde 50 al 80 % calculada en $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Ello significa que es necesario corregir los porcentajes del ábaco

Fig. 2 - Porcentajes de cal recomendados por Mc. Dowell para la estabilización de sub-bases y bases, tomado de H.R. Record nº 139, 1966.



* El uso de este gráfico excluye los materiales con menos del 10 % pasando el tamiz 40 e I.P. menor de 3.

Para utilizar el gráfico se entra con el I.P. indicado en la parte superior (I.P. = 39) se baja paralelamente a la curva de % de cal más próxima hasta cortar la horizontal correspondiente al % que pasa # 40 (56 %) y desde ese punto se levanta una vertical que nos determina el % de cal a usar (4,2 %).

de acuerdo a las características de la cal disponible en cada caso.

Por otra parte, la aplicación del ábaco implica que las técnicas constructivas sean correctas con un adecuado proceso de distribución y mezclado, pulverización del suelo hasta no menos del 60 % pasando el tamiz Nº 4, correcta compactación y que se han tomado los cuidados necesarios para evitar excesiva carbonatación.

Teniendo presente lo dicho, el ábaco de la figura Nº 2 conduce a porcentajes de cal que guardan concordancia con antecedentes de obras construidas en nuestro país con este material, puede considerarse una guía previa útil para establecer el porcentaje de una determinada cal necesario para la estabilización de un suelo particular.

Ya ha sido mencionado que el proceso de estabilización con cal exige que la "reactividad" de las fracciones arcillosas presentes en el suelo a tratar permitan el desarrollo de los procesos de cementación. Por esta razón Mc. Dowell exige paralelamente que la resistencia a la compresión confinada con el porcentaje de cal indicado por el ábaco sea:

- a) Suelos-cal para sub-bases, mínimo 3,5 kg/cm².
- b) Suelos-cal para bases con no menos del 50 % retenido en el tamiz Nº 40, mínimo 7 kg/cm².

Es de primordial importancia tener presente que estas exigencias se refieren **exclusivamente** a las resistencias obtenidas siguiendo la técnica de ensayo del Estado de Texas, o

men AASHO - 220 - 66 I. En ella se opera con probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 20 cm. de altura, compactadas a la densidad máxima y humedad óptima, curado húmedo de 7 días a temperatura ambiente, secado al aire durante 6 horas a menos de 60°C hasta perder 1/3 a 1/4 de la humedad de molde, y luego sometidas a succión capilar de agua durante 10 días. Se admite que las probetas acusen fisuramiento durante el secado. En cierto grado esta técnica asocia a la medida de la resistencia una prueba de durabilidad y un doble proceso de curado, esto no ocurre con las técnicas operativas seguidas por otros organismos viales o investigadores que ensayan las probetas directamente después del período de curado húmedo.

En el caso particular del suelo cohesivo A6(9) utilizado se ha procedido al agregado de cantidades crecientes de la cal empleada, mezclando con la humedad higroscópica propia del suelo, incorporación de agua y empastado hasta aproximadamente el L. P. Por reposo de 24 horas sin pérdida de agua se observa un incremento del L.L. con bajos contenidos de cal paralelo al del L. P. con 4 % de cal endurecimiento del conjunto que impide el moldeado. Repitiendo los ensayos con sólo 2 horas de reposo puede evitarse el endurecimiento citado. Los resultados obtenidos se muestran en el gráfico de la figura N° 3 donde se observa que la rápida acción de la cal se traduce en un marcado incremento del L. P. con bajos porcentajes de cal, acompañado de menores cambios en el I. P., consecuencia de los procesos de adsorción y floculación irreversible de las fracciones arcillosas antes mencionados.

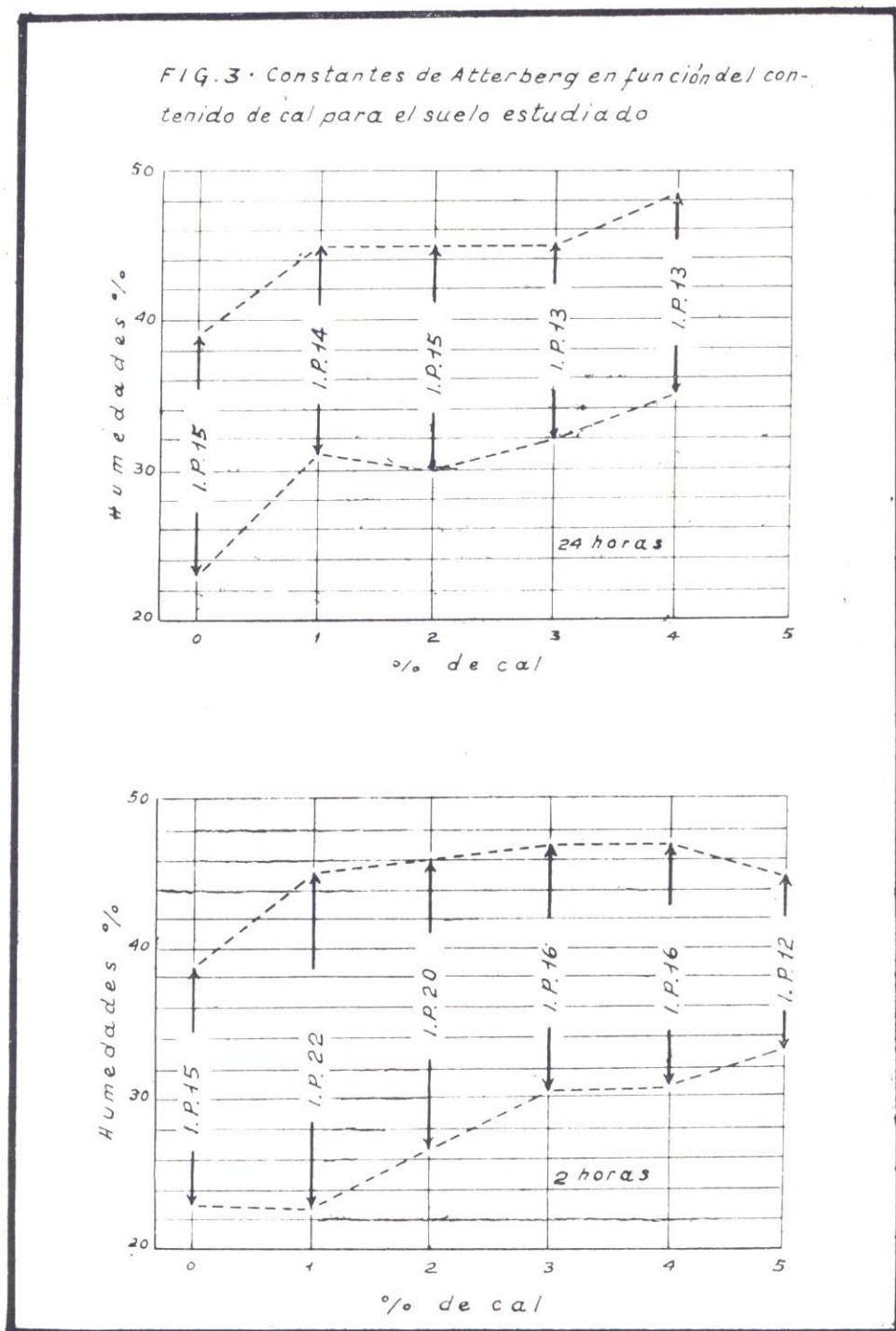
Con respecto al porcentaje de la cal comercial usada necesario para la estabilización de este suelo cohesivo de acuerdo al ábaco de la figura N° 2, interpolando para I. P. = 15 y pasa N° 40 = 99 % resulta un 2,5 por ciento de cal con un contenido mínimo de hidróxido de calcio útil de 90 %. Dado que dicho contenido en la cal comercial usada es de 60 %, el porcentaje de cal

para la estabilización es $2,5 \times \frac{90}{60} = 3,75$, se adoptó 4,0 por ciento.

7º) Ensayo Triaxial:

En el planteo del tema aquí tratado se consideró que la determinación de los parámetros determinantes de la resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna) podrían servir de patrones básicos para interpretar los distintos criterios de calidad vial de los suelos cohesivos-cal. Nuestro interés era conocer los valores de dichos parámetros con contenidos de cal que correspondan a la corrección y estabilización del suelo utilizado después del corto período de curado (7 días a temperatura ambiente) utilizado en los ensayos de calidad vial, empleando reducidas presiones de confinamiento no muy alejadas a las que pueden actuar en las condiciones de servicio.

Los resultados obtenidos en el ensayo triaxial "abierto" muestran que la débil resistencia friccional del suelo cohesivo-cal en las con-



dición: indicadas está enmascarada por la resistencia cohesiva, a lo que se une el desarrollo de presiones de poro cuando la humedad es superior a la óptima. Por estas y otras razones no investigadas los resultados son de deficiente reproducibilidad a pesar de trabajar en iguales condiciones, todo ello conduce a valores aleatorios de los parámetros citados. Ello ocurre en un grado menor con contención lateral nula, es decir en la determinación de la resistencia a la compresión inconfina-da, lo que lleva a considerar que los inconvenientes observados dependen en buen grado del desarrollo de presiones intersticiales a pesar de operar permitiendo el drenaje.

Los valores indicados en el cuadro N° 1 para la cohesión y ángulo de fricción interna han sido determinados empleando el método de Herrin (citado en 4) que permite com-

pensar la dispersión de los resultados individuales. Para ello se calcula por mínimos cuadrados la recta que relaciona las presiones laterales σ_3 con las normales σ_1 para cada caso. Se llega así a ecuaciones del tipo:

$$\sigma_1 = a + b\sigma_3$$

Los valores del coeficiente angular b y ordenada en el origen a (ver gráfico de la figura N° 4) permiten determinar la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ por las fórmulas:

$$c = \frac{a}{2 \cdot \sqrt{b}}; \quad \text{sen } \phi = \frac{b - 1}{b + 1}$$

Se han usado probetas cilíndricas de 7,12 cm de diámetro y 14,25 cm de altura, compactadas dinámicamente por capas y posterior presión estática hasta alcanzar la densidad que corresponde en la curva de compactación A.

Cuadro N° 1 - Resultados del ensayo triaxial con el suelo A6 (9). Compactación AASHO. T 180, curado húmedo 7 días a temperatura ambiente ($23^{\circ} \pm 3^{\circ}$).

% en peso de cal	Densidad seca kg dm ⁻³	Humedad de molde %	Cohesión C kg cm ⁻²	Angulo de fricción Ø grados	Módulo de deformación E kg cm ⁻² (1)	Resistencia a la compresión confinada. R _c kg cm ⁻²	Deformación axial (%)	
							(2)	(3)
0	1.730	14,2	3,05	30	1.000	10,16	0,87	1,57
	1.770	16,4 Op.	3,61	22	650	10,20	1,10	2,36
	1.714	19,5	3,01	5	600	7,09	1,20	2,88
2	1.645	15,9	3,53	8	1.750	8,33	0,48	0,62
	1.699	19,0 Op.	3,26	17	1.050	9,11	0,82	1,30
	1.656	21,9	—	—	550	7,16	1,32	2,13
4	1.589	15,3	4,75	18	2.800	12,50	0,52	0,62
	1.709	17,9 Op.	6,58	19	3.100	19,83	0,66	1,00
	1.664	20,5	—	—	2.000	14,28	—	—

(1) Determinado con $\sigma_3 = 0$ kg cm⁻²

(2) En el límite de proporcionalidad } $\sigma_3 = 0$
(3) En la rotura

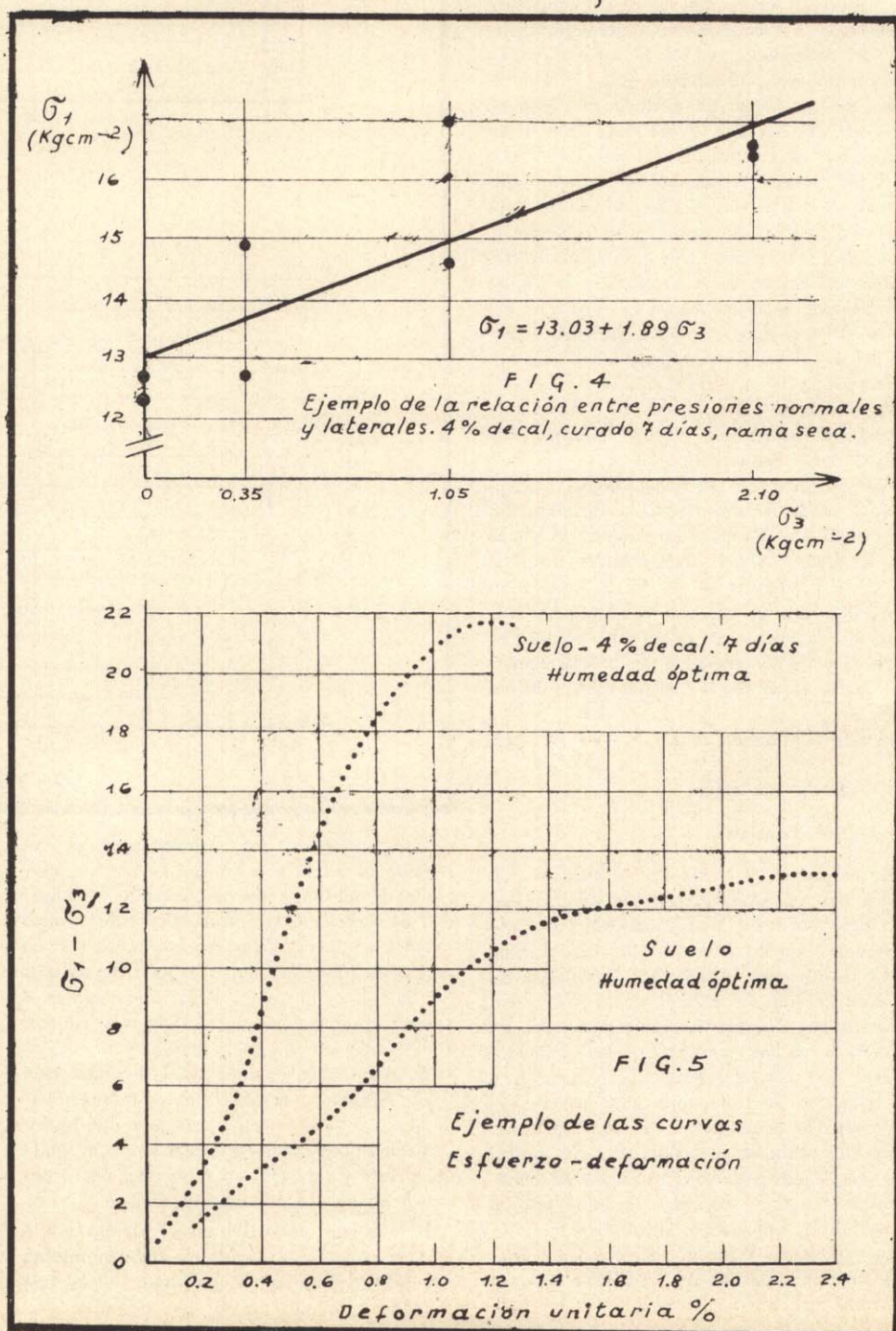
A.S.H.O. - T 180 con el contenido de humedad de cada caso. Todas las probetas han sido parafinadas para evitar pérdidas de humedad y curadas 7 días. Se ensayaron sin enbibimiento previo. Las σ_3 fueron 0-0, 35-1, 05 y 2,10 kg/cm², velocidad de deformación menor que 1,27 mm/minuto, temperatura $23^{\circ} \pm 3^{\circ}$ C.

Se han registrado las deformaciones axiales durante el ensayo para calcular el módulo de deformación en el rango donde existe proporcionalidad. En el caso de la compresión confinada se registra en el cuadro N° 1 la deformación axial unitaria en el límite de proporcionalidad y en la rotura.

Los resultados obtenidos con el suelo utilizado justifican los siguientes comentarios:

- Se ratifica el hecho conocido de que la influencia de la cal reduce la densidad seca y aumenta la humedad del suelo que corresponde a un mismo proceso de compactación.
- La cal no modifica en forma marcada el ángulo de fricción interna del suelo, solo puede admitirse que compensa en cierto grado la reducción producida por la menor densidad.
- El suelo corregido con 2 % de cal acusa valores de cohesión, módulo de deformación y resistencia a la compresión confinada del mismo orden que sin cal. Solo se aprecia una neta reducción de la deformabilidad bajo cargas.
- En el suelo estabilizado con 4 % de cal a pesar del corto período de curado, se observa el desarrollo de una matriz semirígida que determina un aumento de la cohesión, resistencia a la compresión confinada, módulo de deformación y reducción de la deformabilidad bajo cargas. No se aprecia diferencia de importancia en el ángulo de fricción interna.

Estos comentarios son concordantes con los indicados por Thompson (4) con otros suelos cohesivos estabilizados con cal, en particular en lo referente al desarrollo de cohesión cementante cuando la cantidad de cal presente permite el desarrollo de las reacciones puzolánicas entre ella y las fracciones finas reactivas del suelo, así como el reducido aporte de la resistencia friccional



en el comportamiento bajo cargas de los suelos cohesivos-cal.

8º) Resistencia a la Compresión Inconfina-da (R_c):

La resistencia a la compresión inconfina-da R_c es el ensayo tradicionalmente emplea-do para evidenciar el marcado aumento de rigidez de los suelos cohesivos-cal en rela-ción con los suelos originales. Para un de-terminado suelo cohesivo-cal la magnitud de R_c depende de un conjunto de variables: energía de compactación, método seguido para el modelo y humedad, condiciones y dura-ción del período de curado, embebimiento con agua previo al ensayo, etc. Ello obliga a seguir una técnica normalizada para ob-tener valores reproducibles y comparables. La técnica seguida corrientemente en nuestro medio es la indicada en la norma E IX de la Dirección Nacional de Vialidad "Ensayos de Compresión para Probetas Compactadas de Suelo-Cal y Suelo-Cemento". En esta nor-ma se utilizan probetas tipo Proctor, hume-dad óptima en el modelo y curado húmedo de 7 días a 21°C de temperatura, sin el pro-ceso de secado seguido de saturación capilar indicado en la norma A.A.S.H.O. - 220 - 66 I antes mencionada. Los valores de R_c aquí mencionados para el suelo estudiado son los obtenidos en el ensayo triaxial con presión lateral nula (cuadro Nº 1) sin embebimiento previo.

Se ha considerado de importancia estab-lecer que propiedades fundamentales son las determinadas del valor R_c en el caso de los suelos cohesivos-cal. Las referencias biblio-gráficas muestran que los valores R_c obteni-dos siguiendo una determinada técnica de ensayo, crecen con el tiempo de curado en igualdad de otras condiciones, y con la tem-peratura cuando se considera igual tiempo de curado. Por ejemp'o con suelos A-6(6), A-7-6 (18) y A-7-6(16) se han obtenido R_c análogos con curado de 1 día a 49°C (120F°) que en 30 días a 21°C (70F°) de acuerdo a las citas (12) y (19) (°). Teniendo presente lo mencio-nado en el apartado interacción suelo cohe-sivo-cal, estas variables actúan solamente so-bre los procesos de cementación por lo que resulta evidente el rol fundamental de la cohesión cementante en la magnitud de R_c.

De acuerdo a la teoría de que la rotura se debe a que el esfuerzo normal máximo aplicado determina esfuerzos de corte en los planos de deslizamiento superiores a la re-sistencia al corte del material, se comprende que la R_c será igual a dos veces la cohesión cementante más el aporte de la resistencia friccional. Como ya ha sido dicho, este últi-mo aporte en los suelos cohesivos-cal cemen-tados, es relativamente reducido e in-dependiente del curado en la mayoría de los casos. Su insensibilidad al agua es una con-secuencia de los rápidos procesos de adsor-ción de la col por el suelo y floculación de la: fracciones arcillosas (ver apartado Nº 2).

En consecuencia, puede considerarse que con una aproximación grosera la magnitud

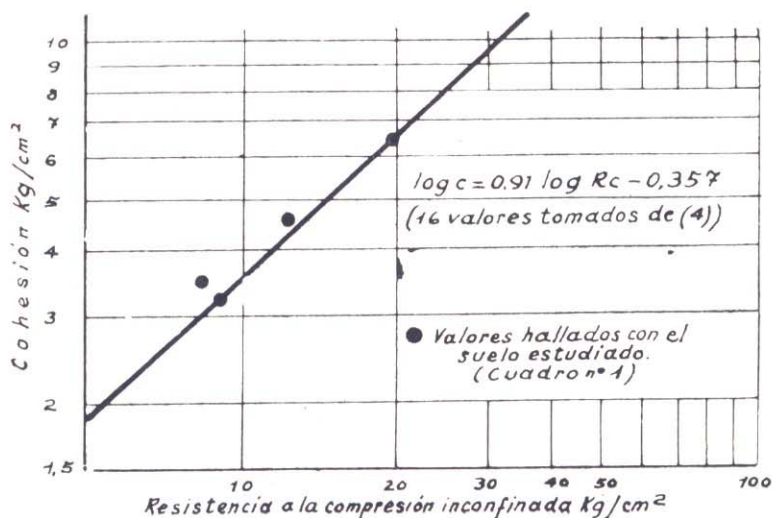


FIG. 6 - Representación gráfica de la ecuación (IV)

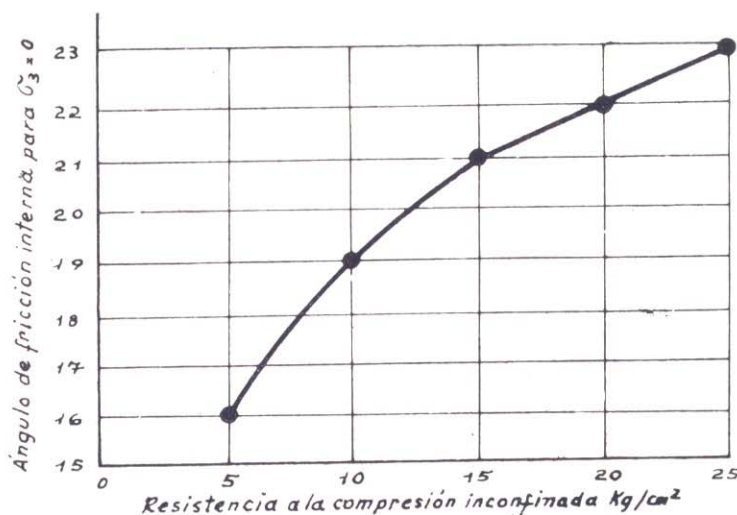


FIG. 7 - Representación gráfica de la ecuación (V)

de R_c depende fundamentalmente de la cohe-sión cementante desarrollada por acción de la cal sobre las fracciones arcillosas del suelo, es decir de la cantidad de material cemen-tante formado durante el período de curado. Teniendo presente que la naturaleza del ma-terial cementante es análoga para distintos suelos, cabe esperar que exista una relación única entre la cohesión y la resistencia a la compresión inconfina-da para todos los sue-los cohesivos, cuyo grado de aproximación dependerá de la medida en que se cumplan las premisas formuladas.

En la bibliografía consultada dicha rela-ción ha sido mencionada por Thompson (4) trabajando con cuatro suelos cohesivos desde A-4 (8) hasta A-7-6 (18); estabilizados con porcentajes de cal algo superiores a los que surgen aplicando el ábaco de la figura Nº 2.

Compactados a la densidad máxima y hume-dad óptima cercanas a las que se obtienen con el A.A.S.H.O. - T 99 con sueo sólo con curado acelerado a 49°C desde 1 a 6 días antes del ensayo. Dicho autor ha calculado por regresión la relación lineal:

$$C = 0,651 + 0,292 R_c \quad (I)$$

donde:

C = cohesión kg/cm² triaxial para cada condición de curado.

R_c = resistencia a la compresión inconfina-da kg/cm² en iguales condiciones.

La ecuación (I) es la expresión estadística de los resultados experimentales de Thomp-son, sin embargo no es la expresión de una ley física dado que en el límite conduce al absurdo de C = 0,651 kg/cm² cuando

(*) La velocidad de las reacciones puzolánicas es prác-ticamente nula a temperaturas de 0° o menores.

$R_u = 0$. La verdadera relación surge de la hipótesis de trabajo antes mencionada que conduce a una relación parabólica que nace del origen y tiende a una recta para elevados R_c , como son los experimentales de (4) gracias al curado acelerado empleado que corresponde por lo menos a 30 días a temperatura ambiente.

En efecto, si la cantidad de un mismo material cementante, formado por acción de la cal sobre los distintos suelos cohesivos y condiciones de curado, es la variable determinante de la cementación producida en cada caso, las variaciones de cohesión y resistencia obedecen a una misma causa y por lo tanto sus cambios diferenciales relativos deben ser proporcionales:

$$\frac{dC}{C} = k \cdot \frac{dR_c}{R_c} \quad (II)$$

siendo k una constante adimensional de proporcionalidad.

Integrando la (II) se llega a:

$$\log C = k \cdot \log R_c + \text{const.} \quad (III)$$

donde la constante de integración es igual a $\log C$ cuando $R_c = 1$. La relación lineal bilogarítmica (III) permite el cálculo de k y de la constante de integración que para los 16 valores citados en el gráfico N° 4 de (4) resulta $k = 0,91$ y $\text{const} = -0,357$ cuyo antilogaritmo es 0,44. Se llega así a las ecuaciones:

$$\log C = 0,91 \cdot \log R_c - 0,357 \quad (IV)$$

$$C = 0,44 \cdot R_c^{0,91} \quad (IV')$$

que responde a la condición límite $C = 0$ para $R_c = 0$.

La ecuación (IV') conduce a valores de la cohesión prácticamente análogos que la (I) para R_c de 10 o más kg/cm^2 , para menores R_c las cohesiones calculadas con la (IV') son marcadamente inferiores.

En el gráfico de la figura N° 6 en doble escala logarítmica se ha trazado la recta representativa de la ecuación (IV) y se han marcado los valores para el suelo aquí ensayado. Teniendo presente que la ecuación (IV) deriva de los valores experimentales de Thompson obtenidos con cuatro suelos cohesivos-cal distintos, que sus condiciones de compactación son diferentes a las nuestras, que ha utilizado curado acelerado y amplio rango de tiempos, la aceptable coincidencia de resultados lleva a pensar que las ecuaciones (IV) o (IV') expresan con cierta aproximación una ley general que relaciona la resistencia a la compresión inconfínada de los suelos cohesivos-cal con sus respectivas cohesiones.

La posibilidad de estimar la cohesión en los suelos cohesivos cal en base al valor experimental de R_c , permite lógicamente trazar la envolvente del diagrama de Mohr sin presiones de confinamiento, es decir la recta que pasa por el valor de cohesión en ordenadas y es tangente al primer círculo ($\sigma_3 \approx 0$) cuyo diámetro es igual a R_c . La pendiente de la misma determina el ángulo ϕ cuando $\sigma_3 = 0$, cuyo valor debe esperarse que sea mayor del hallado en los ensayos triaxiales con $\sigma_3 > 0$.

Un análisis geométrico del diagrama conduce a la fórmula:

$$\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{C}{0.5 R_c}$$

Reemplazando C por su valor en la (IV') se llega a:

$$\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0,88 \frac{1}{R_c^{0,09}} \quad (V)$$

En el gráfico de la figura N° 7 se presenta la curva que corresponde a la ecuación (V). Los valores de ϕ del cuadro N° 1 con $\sigma_3 > 0$ caen por debajo de la misma, lo que puede explicarse por el desarrollo de presión de poros en el curso del ensayo triaxial por la impermeabilidad del material que no permite el drenaje de los fluidos intersticiales.

Las relaciones indicadas corresponden a R_c determinadas con la técnica de compactación indicada en el apartado N° 4 y relación altura/diámetro igual a dos. Teniendo presente la influencia que tiene en las características mecánicas el tipo de trabajo de compactación aplicado y la posibilidad de la corrección por la relación altura/diámetro que se indica en la norma E IX de la Dirección Nacional de Vialidad, se han realizado los ensayos que se indican en el cuadro N° 2, con suelo estabilizado con 4 % de cal, curado de 7 días.

Las diferencias entre ambos tipos de compactación sugieren la necesidad de estudiar cual de ellos se acerca al tipo de trabajo de compactación usado en las obras, para lo-

Cuadro N° 2 - Influencia del tipo de compactación y probeta en la resistencia a la compresión inconfínada.

Densidad kg/dm ³	Compactación Dinámica A.A.S.H.O. - 180		R_c kg/cm ²	R_c corregida kg/cm ²
	Humedad %	Altura diámetro		
1.723	18,3	1,15	16,56	15,15
1.701	18,3	1,15	14,57	13,13
Compactación Estática				
1.768	18,3	1,05	22,16	19,39
1.761	18,3	1,06	24,52	21,46
Compactación Estática (cuadro N° 1)				
1.709	17,9	2,00	19,83	

grar mayor valor representativo de las probetas de laboratorio. Es evidente que el tipo de trabajo de compactación debe regular la orientación recíproca de las partículas del suelo así como la distribución de la cal entre las mismas, factores ambos que determinan las superficies de contacto donde ocurren las reacciones puzolánicas que dan origen a la cementación.

9º) Resistencia a la compresión inconfínada como índice de calidad:

El valor aislado de la resistencia a la compresión inconfínada con 7 días de curado húmedo a temperatura ambiente, ha sido considerado en algunas especificaciones como un índice de calidad del material suelo cohesivo-cal si supera cierto límite, prescindiendo de otros requisitos.

A nuestro juicio este ensayo permite un primer juicio sobre la reactividad de los finos de un determinado suelo para cementar en presencia de la cal, dando origen a un incremento de la resistencia con respecto a

la del suelo sólo en igualdad de condiciones. El cumplimiento de un valor límite de R_c por el suelo cohesivo-cal como valor aislado no es suficiente, y se dan casos como el aquí estudiado que el suelo solo cumple con el límite de 5 kg/cm^2 establecido en algunos Pliegos de Condiciones.

Por otra parte, cuando se opera sin embebimiento en agua previo al ensayo, la R_c no pone en evidencia la insensibilidad al agua de los suelos cohesivos estabilizados o corregidos con cal, que los caracteriza como una cualidad esencial.

Por las razones indicadas se considera que la R_c de los suelos cohesivos-cal con el porcentaje indicado en la figura N° 2 en relación con la del suelo sin cal, es un valor complementario que informa sobre la capacidad del material para desarrollar cohesión cementante en función del tiempo y la temperatura. Se comprende que en este caso la aplicación del ábaco establece el mínimo de cal necesario para la estabilización si se cuenta con finos reactivos.

10º) Valor Soporte de California (C.B.R.):

Para encarar el problema planteado por la extrapolación que significa aplicar el ensayo C.B.R. a los suelos estabilizados o corregidos con cal, es necesario tener presente el origen natural y significado del mismo.

El C.B.R. es un ensayo de penetración o punzonado en escala reducida realizado en condiciones arbitrariamente normalizadas, utilizando probetas del material compactado

confinadas dentro del molde, con el contenido de humedad de moldeo (sin embeber), o bien previa inmersión en agua por un período de 4 días (embebidas). Sus resultados permiten trazar la curva que relaciona las presiones que es necesario aplicar para lograr penetraciones del pistón desde 0,1 hasta 0,5 pulg.

El valor C.B.R. es un coeficiente adimensional arbitrario que expresa con un solo número el comportamiento del material estudiado como porcentaje de un material patrón que se toma como referencia y al que se le asigna el valor C.B.R. = 100. Se lo considera una medida indirecta de la resistencia al corte.

Se acostumbra calcular el valor C.B.R. en base a la primera o como máximo segunda penetración, pero se comprende que si se desea toda la información que puede aportar el ensayo, debe compararse la curva obtenida hasta la penetración de 0,5 pulg. con las curvas que corresponden a distintos porcen-

tajes del material patrón. En otras palabras los valores C.B.R. calculados con las presiones patrón para las cinco penetraciones deben ser del mismo orden si la deformabilidad del material en estudio corresponde a un cierto porcentaje del patrón adoptado. Esto se cumple aproximadamente con los suelos y materiales granulares no cementados particularmente cuando se aplica la corrección por concavidad inicial propuesta por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.

Porter propuso el ensayo C.B.R. como una medida comparativa "in situ" o en el laboratorio de los materiales genéricamente denominados suelos, sin el agregado de agentes cementantes cuya resistencia al corte previo embebimiento es fundamentalmente friccional. Tal es así que su material patrón C.B.R. = 100 acusa la curva esfuerzo-deformación que caracteriza a los granulares antes de alcanzar el pico determinante de la falla al ser cargados en estado confinado por colapso de la estructura granular cerrada que se obtiene al compartirlos.

Cuando se aplica el ensayo C.B.R. a materiales cementados, como lo son los suelos cohesivos-cal de acuerdo a los resultados del ensayo triaxial, las curvas presiones-penetración presentan características diferentes de las que se obtienen con materiales granulares. A nivel de la primera o segunda penetración acusan un cambio de curvatura o pico seguido de deformaciones precoces a presiones prácticamente constantes. Ello debe interpretarse considerando que el cambio de curvatura corresponde a la falla de la matriz cementada y la resistencia opuesta posteriormente debe ser la friccional en los planos de rotura. La diferencia entre ambos tipos de materiales determina que los C.B.R. de los cementados disminuya al crecer la penetración considerada, y por lo tanto no corresponde expresar un valor C.B.R. calculado con la primera o segunda penetración dado que está referida a un patrón de diferente comportamiento bajo cargas.

La presencia en los suelos sin estabilizar de fracciones finas capaces de retener agua con fuerte energía de unión, se revela en el ensayo C.B.R. por una drástica caída del mismo al comparar los valores antes y después del proceso de embebimiento, y por la medida directa del hinchamiento. No ocurre lo mismo con los suelos corregidos o estabilizados con cal con reducidos cambios de volumen por succión del agua, y se da el caso que los valores soporte embebidos sean iguales y aún mayores dado que el agua y el tiempo de embebido favorecen los procesos de cementación.

Para poner en evidencia las modificaciones de las propiedades del suelo estudiado en el ensayo C.B.R. por influencia de la cal, se ha determinado los valores C.B.R. para cada una de las cinco penetraciones antes y después del proceso de embebido en las condiciones siguientes:

- 1) Todas las probetas se compactaron con el trabajo que corresponde a la compactación A.A.S.H.O. - T 180.
- 2) En cada caso se operó con humedad de

Gráfico presiones frente a penetraciones. Suelo con 4% de cal, curado 7 días más 4 de embebido, humedad óptima y compactación A.A.S.H.O. T. 180.

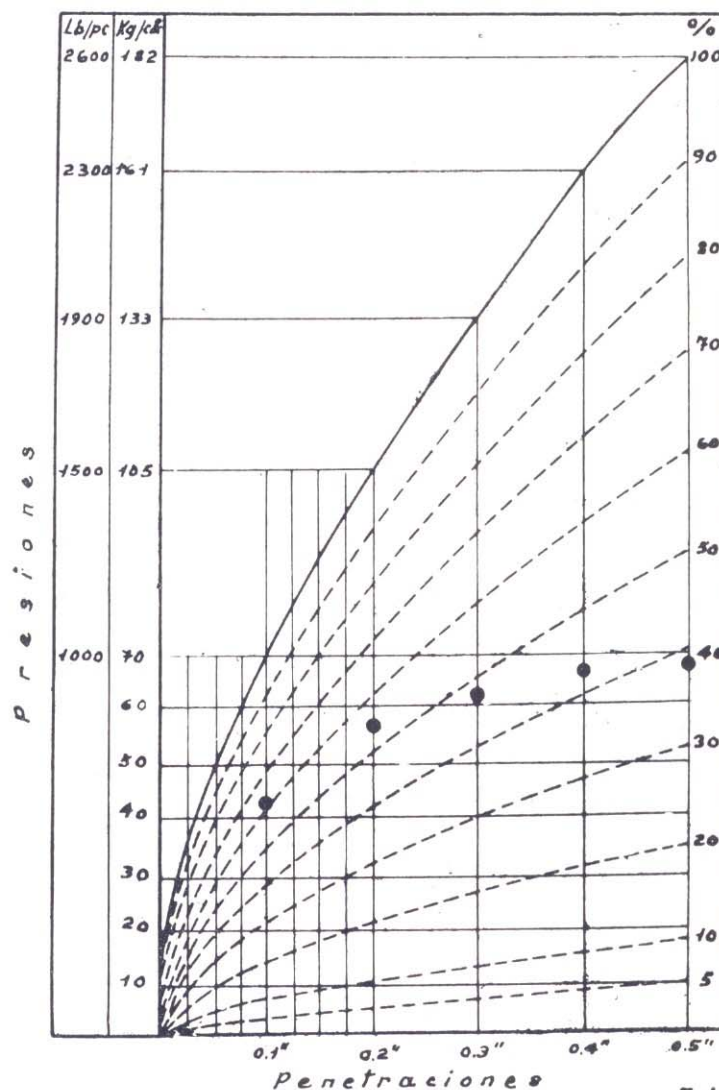


FIG. 8

moldeo igual a la óptima y paralelamente con pocas unidades del lado seco y húmedo

- 3) Los porcentajes de cal adoptados son 0,2 y 4 % con respecto al suelo seco.
- 4) Se determinaron los C.B.R. sin embeber y después del embebimiento durante 4 días. Otras probetas de suelo-cal se ensayaron con y sin embebido después de estacionadas 7 y 60 días dentro del molde en atmósfera húmeda.

En el cuadro N° 3 se indican los valores C.B.R. para cada una de las cinco penetraciones a 0, 1, 0, 2, 0, 3, 0, 4 y 0,5 pulgadas y en el gráfico N° 8 se muestra un ejemplo de las curvas presiones-penetraciones obtenidas cuando existe cementación en comparación con las correspondientes a los distintos

porcentajes de la curva patrón. Los resultados obtenidos justifican las afirmaciones siguientes:

- a) Comparando los C.B.R. antes y después del embebimiento con 7 días de curado húmedo del suelo sin estabilizar y del mismo con cal, calculados con las presiones que corresponden a cualquier penetración, se observa que la drástica caída del C.B.R. del suelo original por acción del agua es netamente disminuida por el agregado de 2 % de cal y más aún por el 4 %. Ello es un signo evidente de la insensibilidad al agua lograda por la estabilización que se revela también en la marcada reducción del hinchamiento volumétrico, durante el embebido propiamente dicho que como ha sido dicho anteriormente

te ya es característica en los suelos corregidos con porcentajes reducidos de cal.

- b) Humedades de molde superior a la óptima favorecen en cierto grado la estabilización. Ello muestra la necesidad del vehículo agua para que se cumplan los procesos de interacción entre el suelo y la cal.
- c) El prolongado contacto de la superficie del suelo corregido o estabilizado (60 días con atmósfera húmeda, revela claramente la carbonatación por formación de una capa débil superficial, particularmente con humedades de molde del lado seco con mayor porosidad intercomunicada ocupada por aire.
- d) Los valores soportes C.B.R. del suelo con 4 % de cal embebidos calculados con cualquier penetración se acercan y aún son superiores a los del suelo original sin embeber.
- e) Los mayores C.B.R. embebidos del suelo cohesivo-cal calculados con la primera o segunda penetración corresponden a un pico de la curva presiones frente a penetraciones, seguido de penetraciones crecientes para presiones aproximadamente constantes (ver figura Nº 8). Se interpreta que existe rotura de la matriz semi-rígida a nivel de la primera o segunda penetración por la reducida deformabilidad bajo cargas de los suelos estabilizados con cal (ver cuadro Nº 1) en relación con suelos no cementados. Ello significa que en suelos cohesivos-cal no corresponde calcular el C.B.R. con la primera o segunda penetración, dado que su comportamiento bajo cargas no concuerda con la curva patrón correspondiente.
- f) Puede considerarse que el C.B.R. del suelo cohesivo-cal calculado con la cuarta o quinta penetración es el que corresponde al material residual después de rota la matriz cementada, cuya resistencia es friccional en el estado confinado como se indicó en el apartado Nº 3. Dada la insensibilidad al agua del material, dicha resistencia es del mismo orden antes o después del embebido, característica que acerca al material al comportamiento de los granulares no cementados. Avala lo dicho el hecho que repitiendo el ensayo de punzonado previa descarga después de la quinta penetración, los C.B.R. obtenidos con las primeras penetraciones del segundo ciclo son prácticamente análogos a las de la cuarta o quinta penetración del ciclo virgen.

Lo indicado muestra que los ensayos C.B.R. antes y después del embebido, realizados comparativamente con el suelo con y sin cal, interpretados de acuerdo a su característica de material cementado en base a toda la curva presiones frente a penetraciones, aporta una información más completa que los resultados de la resistencia a la compresión confinada.

Sugerencias

El conjunto de información logrado permite sugerir respuestas a los problemas planteados en el apartado Introducción con res-

Cal (%)	Condiciones de curado	H (%)	V. S. (%) Sin embeber					Condiciones de curado	H (%)	V. S. (%) Embebido					Hinchamiento (%)	Observaciones
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5		
0		13,3	60	57	54	52	51		13,2	2	2	2	2	2	10,0	(1) La zona superior carbonatada se separó del resto de la probeta. El ensayo se realizó descartando dicha capa y ensayando la superficie del resto. En los demás ensayos con 60 días de estacionamiento, se ha observado la presencia de la capa carbonatada, pero fue posible realizar el ensayo, dado que no se desprendía por sí sola.
		16,3 óptimo	55	52	49	44	42		16,2 óptimo	2	2	2	2	2	7,1	
		19,8	27	22	19	16	14		19,3	3	4	3	3	3	4,3	
2	Moldeadas y ensayadas	15,8	54	50	47	44	44	Moldeadas y 4 días de inmersión	15,7	11	12	11	10	9	2,2	
		18,0 óptimo	51	42	35	25	21		18,1 óptimo	15	13	11	10	10	1,7	
		20,5	38	32	24	20	17		20,2	23	17	14	13	12	0,6	
4	Moldeadas y ensayadas	15,6	58	54	50	48	45	Moldeadas y 4 días de inmersión	15,5	60	41	34	31	29	0,5	
		18,1 óptimo	56	53	49	46	37		17,6 óptimo	73	67	48	41	36	0,2	
		19,9	55	50	44	33	29		20,4	70	51	36	33	31	0,2	
4	Moldeadas y ensayadas a los 7 días	15,2	56	54	54	55	54	Moldeadas, curado de 7 días y 4 días de inmersión	15,9	58	52	48	37	31	0	
		18,4 óptimo	66	63	54	44	36		18,4 óptimo	61	55	47	41	37	0	
		20,2	88	51	38	35	33		20,5	69	50	41	33	32	0	
2	Moldeadas y ensayadas a los 60 días	16,2	54	44	38	34	31	Moldeadas, curado de 60 días y 4 días de inmersión	16,0	7	6	6	6	6	1,4	
		18,6 óptimo	28	23	24	21	22		18,0 óptimo	13	10	9	9	11	0,4	
		22,0	30	24	20	18	16		21,0	41	33	30	26	26	0	
4	Moldeadas y ensayadas a los 60 días	15,0	58	68	73	73	73	Moldeadas, curado de 60 días y 4 días de inmersión	15,5	8	8	8	8	9	1,2	
		17,9 óptimo	62	76	80	79	77		17,0 óptimo	16	12	11	10	12	0,5	
		19,9	57	40	39	44	51		19,8	36	37	42	40	40	0,2	

pecto al proyecto de estructuras viales donde se emplea el material suelo cohesivo-cal.

a) Cantidad óptima de cal para la estabilización de los suelos cohesivos

Este porcentaje puede ser estimado de acuerdo al abaco de la figura Nº 2 en base al índice de plasticidad y porcentaje de pasa Nº 40 por vía húmeda del suelo original. El valor obtenido debe ser corregido de acuerdo a la pureza de la cal usada, es decir del porcentaje de cal útil calculado en hidróxido de calcio, cuando es inferior al mínimo de 90 % adoptado en el abaco como ocurre en muchas de las sales comerciales disponibles en la Argentina.

La "reactividad" propia de cada suelo cohesivo frente a la cal con el porcentaje previamente determinado, se pone en evidencia por el incremento de la resistencia a la compresión confinada del suelo-cal con respecto a la que acusa el suelo original, en ambos casos con la humedad óptima que corresponda al ensayo de compactación adoptado, previo un curado húmedo determinado. Debe adoptarse una técnica de ensayo normalizada para el ensayo de compresión confinada.

En el caso particular del suelo A 6(9) estudiado con 4 % de la cal usada y un curado húmedo de 7 días a temperatura ambiente, la resistencia a la compresión confinada es dos veces la del suelo original sin estabilizar con igual tipo y trabajo de compactación, lo que pone en evidencia la cementación desarrollada medida directamente en el ensayo triaxial o indirectamente por la ecuación (IV) que relaciona la cohesión cementante con la resistencia a la compresión confinada. Se llama la atención que un reducido incremento de la resistencia a la compresión por baja "reactividad" de los finos presentes, debe interpretarse como suelos donde la estabilización con cal no es acon-

sejable, salvo que se incorporen materiales naturales o artificiales con actividad puzolánica, el más empleado son las "cenizas volantes" de las plantas energéticas que quemaron carbón pulverizado.

Se considera que la técnica de medida del valor soporte C.B.R. aplicada comparativamente al suelo sin y con el agregado del porcentaje de cal resultante de aplicar el abaco de la figura Nº 2, revela claramente la influencia del agente estabilizante cuando se consideran las curvas que relacionan las cinco penetraciones en función de las presiones que las determinan. Una correcta estabilización exige que el C.B.R. del suelo cohesivo-cal embebido calculado con la cuarta o quinta penetración sean de un orden próximo al C.B.R. sin embeber del suelo original calculado en la forma común en base a la primera o segunda penetración. De esta manera se pone en evidencia la resistencia friccional insensibilizada frente a la acción del agua, y se considera al material como un sistema articulado residual de la matriz cementada original. Paralelamente debe observarse una drástica reducción del hinchamiento durante el proceso de embebido.

b) Criterio de calidad para el diseño de espesores

De lo dicho resulta que cuando no se dispone de otros elementos de juicio que los resultados del ensayo C.B.R. del suelo cohesivo-cal puede considerarse tentativamente como valor C.B.R. en el diseño de la estructura, el obtenido en el ensayo embebido calculado con la cuarta o quinta penetración, operando con probetas moldeadas en las condiciones de compactación y curado controlado exigidas en la obra. La ratificación de este criterio tentativo exige conocer los módulos de deformación de las capas de suelo cohesivo-cal en las condiciones reales de servicio a corto y largo plazo, en parti-

IMPUREZAS DE LOS GRANULADOS

Por el Dr. Jorge J. C. Colombo *

No es posible desconocer la importancia de la mayor o menor limpieza de los granulados en las construcciones camineras. Intuitivamente comprendemos que la presencia de elementos dañinos atacan la resistencia de la estructura, siendo causas importantes de descomposición, fracturas y hundimiento.

La pureza del granulado no constituye una calidad intrínseca del mismo como lo sería la calidad de la roca, su dureza, textura, su tamaño, pero la presencia de tales impurezas actúa en la argamasa, en el hormigonado y de allí en la resistencia y en la durabilidad de la obra.

Dividiremos los elementos dañinos en dos clases: **inorgánicos** y **orgánicos**.

Los elementos inorgánicos perjudiciales son los constituidos por elementos finos. Pero aquí hay que distinguir: elementos finos inferiores a 20 micrones serán desechables en el empleo de carpetas superficiales, mientras pueden constituir un factor útil si pertenecen a una arena empleada en la composición de bases.

Establecida esa diferencia en el empleo de los materiales finos, pasaremos a analizarlos.

Los materiales calcáreos presentan intercalaciones arcillosas que pueden contaminarlos pues, son los elementos térreos y arcillosos los más peligrosos.

En los terrenos aluviales y marinos hay frecuentemente presencia de conchillas o fragmentos de la misma que constituyen otros peligros, puesto que ocasionan una unión débil con el cemento hasta rebajar la resistencia del mismo en un 40% en un hormigón hidráulico.

Las causas de esta caída en la resistencia de una argamasa con presencia de conchilla son varias, aún no bien profundizadas. Una de esas causas la constituye la forma redondeada, otra se debería al diferente sistema de cristalización de la calcita, tan preferida en las mezclas; este carbonato de calcio (CO_3Ca) cristaliza según el sistema romboédrico, mientras la conchilla está formada parcialmente por Aragonita que cristaliza según el sistema ortorrómbico. Hay que observar, sin embargo, que no siempre la Aragonita domina la composición de la conchilla; en ciertos casos (conchilla fósil, por ejemplo) ella está ausente; lo que prueba que nuestros análisis son incompletos y merecen una comprobación renovada y atenta. Pero queda el hecho real que la conchilla no liga satisfactoriamente con el cemento.

Estudio de los elementos finos

Se consideran elementos finos los inferiores a 80 micrones.

Se analizan por sedimentación según la Ley de Stokes que calcula la velocidad límite de la caída de una partícula esférica en un líquido viscoso; dicha velocidad es proporcional al cuadrado del diámetro de la partícula, aunque raramente se trata de partículas esféricas.

Catalogamos los elementos superiores a 20 micrones en la categoría de **arenas finas**, al **limo** las comprendidas entre 2 y 20 micrones y las **arcillas** las comprendidas entre 2 y 0,2 micrones; inferiores a éstas estarían las **super-arcillas** hasta llegar a menos 0,2 micrones y a los hidróxidos o soluciones.

Los elementos finos llenan los vacíos entre los granulados, disminuyendo su permeabilidad o escurrimiento y favoreciendo la capilaridad, es decir, su acción con respecto al agua sería inversa; impide el movimiento descendente y favorece el ascendente del agua, reteniéndola.

—Esta acción doble que ejercitan los elementos finos es, según la Ley de Jurin, inversamente proporcional al radio del tubo, o sea del ambiente y en nuestros casos al volumen de los huecos entre granulados en que se colocan y actúan los elementos finos.

Las gravas retienen un tenor grande de elementos finos y por lo tanto drenan mal.

Conviene considerar la superficie específica de las gravas o sea su relación con la superficie exterior: si los granulados son grandes, mayor es la retención de elementos finos, es decir, menor drenaje y mayor retención de agua.

El agua es un factor difícil de controlar y sin embargo de suma importancia en la realización de las obras, de allí la incidencia de los elementos finos en la especificación de los granulados.

Las arcillas son objeto de estudios físico-químico bastante complejos para comprender mejor su adhesividad, su cohesión, su hidrofiliabilidad que las llevan a una plasticidad que en nuestro caso puede resultar dañina.

Hay otros hidróxidos también no recomendables: por ejemplo los hidróxidos de hierro que pueden por capilaridad, ascender a la superficie de ciertas rocas a las cuales dan un color ferruginoso característico.

Los bordes de gravas o los caballetes (que, la posibilidad económica, es decir la cercanía de material y comodidad de transporte puedan permitir) exigen una buena estabilidad mecánica, una buena compactación y una cierta resistencia a la acción hídrica. En todos los casos los elementos finos constituyen un factor primordial.

Para la compactación se exige una

gran variedad de tamaño de las gravas, en forma que cada dimensión esté representada para que puedan llenarse los vacíos que se forman entre los elementos de mayor tamaño. De allí, la necesidad que estén presentes también los elementos finos, más teniendo siempre presente que un exceso de fino dreña mal y se vuelve incompactable.

Hay ingenieros que limitan el porcentaje de fino al 2% porque consideran también que en el curso de la colocación mecánica de las gravas, mas si se trata de elementos pocos duros, se van originando más finos; otros ingenieros admiten un porcentaje del 5 al 15%.

Otra precaución recomendable consiste en evitar la presencia en el hormigón hidráulico (aun en pequeñas cantidades) de sales minerales como los sulfuros (piritas) y los sulfatos (yeso). Tales minerales pueden ocasionar hinchazones y también pueden descomponer el hormigón, porque actúan sobre ciertos elementos del cemento —solamente se tolera el 1%.

Impurezas orgánicas

Las consecuencias dañinas de los restos orgánicos (muy frecuentes en los horizontes superficiales) en el hormigonado son bien conocidas.

Las descomposiciones del humus con producción de ácidos originan humates de calcio que retardan y hasta impiden la acción de los ligantes hidráulicos. Debe ser pues, estricta la eliminación de materia orgánica en los granulados destinados al hormigoneo hidráulico, a las gravas-cemento y a las gravas.

Se reconoce la presencia de impurezas orgánicas comparando el color de una solución acuosa de soda al 3% con que se ha mojado la arena de un granulado sometido a la acción mecánica con el color de una solución tipo, preparada con licor tánico alcoholizado y una solución de soda al 3%. El color del líquido que se ve sobre la arena debe ser menos oscuro que el de la solución tipo. Este ensayo es recomendado por la Norma NF P 18-301 de los "Laboratoires Routiers", setiembre 1960 para los granulados impuros.

Prácticamente se emplea el bicromato de potasio. Por este ensayo las materias orgánicas vienen oxidadas por una mezcla de bicromato de potasio y de ácido sulfúrico concentrado; el bicromato que queda, viene dosado por una solución de sulfato ferroso (2).

Carpetas superficiales

Conviene insistir sobre la limpieza de los granulados destinados a las car-

* De la Dirección Nacional de Vialidad.

petas superficiales: importantísima es la buena adhesividad de los granulados con el ligante; ante todo, se exige que la superficie de los mismos sea limpia de polvo y suciedad, para ello se puede emplear la vía húmeda o la seca y tratar de conservar esa limpieza durante los trabajos.

Sabemos la importancia de las arenas en las construcciones y el control que exigen. El ensayo sobre ellas es muy simple, es suficiente una probeta con 120 grs. de arena, agitarla y dejarla sedimentar 20 minutos. Los finos quedan suspendidos y se determina la proporción de arena pura precipitada.

Para el hormigón hidráulico corresponde arenas limpias, pues los elementos finos arcillosos impiden la resistencia del hormigón a la tracción e influyen sobre los hinchamientos.

Otro elemento dañino de las arenas son las micas de débil liga y de forma difícil.

Según ciertos autores, las impurezas toleradas para el hormigón (arcilla, limo, barro y materias solubles) no deben exceder el 5%.

Los yacimientos de arena naturales son a menudo contaminados, lo que exige un reconocimiento previo prolijo

antes de la explotación y atención constante durante los trabajos, tanto que algunos ingenieros aconsejan, para las carpetas superficiales, materiales lavados, y luego tomar las precauciones para evitar toda contaminación ulterior.

No dejaremos de hablar de dos fenómenos observados por R. Strullon en

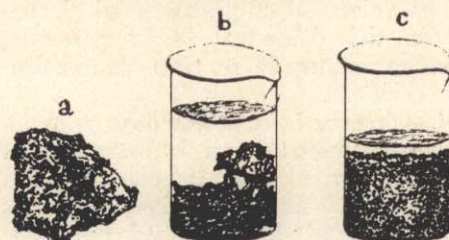


FIGURA 1

Estos ensayos permiten poner en evidencia casos de alteración rápida de granulados. Gracias al agua oxigenada se pueden prever las degradaciones por hinchamiento.

- a) Pedazo de granito en vías de alteración.
- b) Granulados de granito después de 4 días dentro del agua.
- c) Granulados de granito desagregados después de ser llevados a ebullición dentro del agua oxigenada que ha producido un hinchamiento de los hidróxidos de hierro y micas alteradas.

La misma cantidad de granulados 10-20 mm) ha sido puesta en dos recipientes. Notemos el aumento del volumen después del ensayo con el agua oxigenada.

ciertos granulados sometidos a la acción de colada. Para ciertos silicatos rocosos, la disolución de los cationes es más rápida que la de los aniones y lleva a una acidificación (formación de ácidos) superficial que daña la adhesividad de los granulados con el betún. En otras rocas que contienen piritas o feldespatos de naturaleza ferruginosa hay ascensión de hidróxidos de hierro —los granulados se impregnan de elementos ferrosos, contrarios a una buena adhesividad con los ligantes hidrocarbonados.

Hay técnicas de prevención que permiten defenderse en parte de malos riesgos, permitiendo mayor adhesividad de los granulados. Una técnica experimental consiste en tratar antes los granulados con un ligante hidrocarbonado débilmente dosado y proceder inmediatamente a su ruptura electro-hidráulica (1); las nuevas superficies causadas por las rupturas vienen en contacto con el ligante predisponiendo nuevas adhesividades.

BIBLIOGRAFIA

- (1) Revista de Ponts et Chaussées nº 49, pág. 56; Artículo: "Propété des Granulats", por M. Panet.
- (2) Idem pág. 59.

INFORME PROGRESIVO SOBRE... (Viene de pág. 30)

cular los dinámicos obtenidos por métodos vibratorios, y su posible relación con los C.B.R. in situ calculados con todas las penetraciones.

En el caso particular del suelo A 6 (9) aquí estudiado con 4 % de cal y las condiciones de compactación del A.A.S.H.O. - T 180, puede considerarse como C.B.R. de diseño un valor del orden de 40 siempre acompañado con exigencias para reducir al mínimo las posibilidades de carbonatación. En otras palabras equivalentes a un buen material granular para sub-bases.

Se considera de interés mencionar que este criterio resulta concordante con el mencionado por técnicos de las Direcciones de Vialidad de las Provincias de Córdoba (17) y Santa Fe (cita 2 pág. 243), basado en considerar a las sub-bases de suelo-cal como equivalentes a capas granulares de C.B.R. = 30-40 sin tomar en cuenta el valor C.B.R. experimental calculado en la forma común. También resulta en cierto grado concordante con el criterio de C.B.R. de diseño mencionado por Walker y colaboradores (20) que adoptan como C.B.R. de diseño el del suelo sin estabilizar obviando el embebido, por lo menos hasta que nuevas investigaciones permitan establecer criterios definitivos, en particular en base a la medida "in situ" de los módulos dinámicos antes mencionada.

BIBLIOGRAFIA MENCIONADA

- 1) National Lime Association E.E. U.U. — Manual de Construcción de Estabilizados con Cal — Traduc. de Canteras Malagueño S.A.I.C.F.
- 2) Concurso de trabajos sobre Suelo-Cal. V Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, 1964, tomo V.

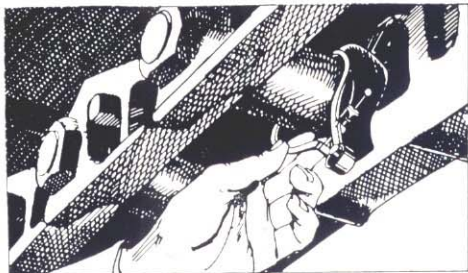
- 3) M. R. Thompson - Split - Tensile Strength of Lime - Stabilized Soils - H. R. Record nº 92, 1965.
- 4) M. R. Thompson - Shear Strength and Elastic Properties of Soil-Lime Mixtures. H. R. Record nº 139, 1966.
- 5) A. C. Wiffin y N. W. Lister - The Applications of Elastic Theory to Flexible Pavements - Procc. Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements. Univ. Michigan, 1962.
- 6) G. Langsner, T. S. Huff y W. J. Liddle - Use of Road Test Findings by A. A. S. H. O. Design Committee. H. R. Special Report nº 73, 1962, pág. 403.
- 7) R. R. Bartelsmeyer y E. A. Finney - Use of Road Findings by the Committee on Highway Transport. H. R. Special Report nº 73, 1962, pág. 438.
- 8) G. H. Hilt y D. T. Davidson - Lime Fixation in Clayey Soils. H. R. B. Bull nº 262, 1960.
- 9) Ch. McDowell - Evaluation of Soil-Lime Stabilization Mixtures. H. R. Record nº 139, 1966.
- 10) F. J. Lilli - Criterio de Calidad y Bases para la Adquisición de Cales destinadas a la Corrección y Estabilización de Suelos. Pub. Tecn. nº 48 de la D. V. de la Pcia. de Buenos Aires, 1965, pág. 21.
- 11) S. Diamond y E. B. Kinter - Mechanisms of Soil-Lime Stabilization. H. R. Record nº 92, 1965. Carreteras nº 55, 56, 57, 1970-71 (traducción).
- 12) T. E. Swanson y M. R. Thompson - Flexural Fatigue Strength of Lime-Soil Mixtures. H. R. Record nº 198, 1967.
- 13) W. Heukelom y J. G. Klomp - Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements during and after Construction.

- Proc. Inter. Conf. on Structural Design of Asp. Pav. Univ. Michigan 1962.
- 14) G. M. Dormon - Desarrollo de un Método Racional de Diseño de Pavimentos Flexibles. XIV Reunión del Asfalto. 1966.
- 15) E. N. Gattfield - La Méthode d'Auscultation par Andes Superficielles - Bull. de Liaison L. C. P. C. Special J 1968, pág. 67.
- 17) E. Cabral, M. N. Alazraki y P. Burcles - Criterio seguido por la D. P. V. de Córdoba para el Diseño y Construcción de Estabilizados con Cal. V Congreso Argentino Vialidad y Tránsito, 1964, tomo V, pág. 311.
- 18) M. J. Alvarez y C. Pautasso - Estabilización de Suelos Finos con Cal. V Congreso Argentino Vialidad y Tránsito, 1964, tomo V, pág. 209.
- 19) M. C. Anday - Curing Lime - Stabilized Soils. H. R. Record nº 29, 1963.
- 20) R. D. Walker, E. Esmer y R. D. Krebs. Strength Loss in Lime - Stabilized Clay Soils when Moistened and Exposed to Freezing and Thawing. H. R. Record nº 198, 1967.
- 21) A. Lanne - Perspectivas sobre Diseños de Bases tipo Suelo-Cemento para Rutas Nacionales - Simposio del I. C. P. A. El Suelo-Cemento en la Construcción de Calzadas, 1954.
- 22) L. M. Zalazar - Asphalt Pavement in Southwestern Santa Fe with Fine Local Materials. Procc. Int. Conf. on Structural Design of Asp. Pav. Univ. Michigan, 1962.
- 23) L. K. Devison, T. Demisel y R. L. Handy - Soil Pulverization and Lime Migration in Soil Stabilization. H. R. Record nº 92, 1965.

solo en una cosa no somos lideres... en desgaste.

El tren de rodaje CATERPILLAR... también se desgasta.

Y Ud. como usuario CATERPILLAR debe saber que el tren de rodaje de su máquina representa aproximadamente un 30% del costo de la misma.



MACROSA lo sabe, por eso pone a su disposición el .

El Servicio Especial de Rodajes le permite a Ud. planificar sus horas de producción gracias a la visita de nuestros expertos en tren de rodaje quienes determinarán como se está desgastando; que vida útil se puede esperar del mismo; cuando es conveniente rotar pernos y bujes... y muchas cosas más.

Llame a su distribuidor MACROSA y un experto en tren de rodaje le visitará sin cargo.

VENTAS Y SERVICE

Macrosa



DISTRIBUIDOR
CATERPILLAR
AUTORIZADO

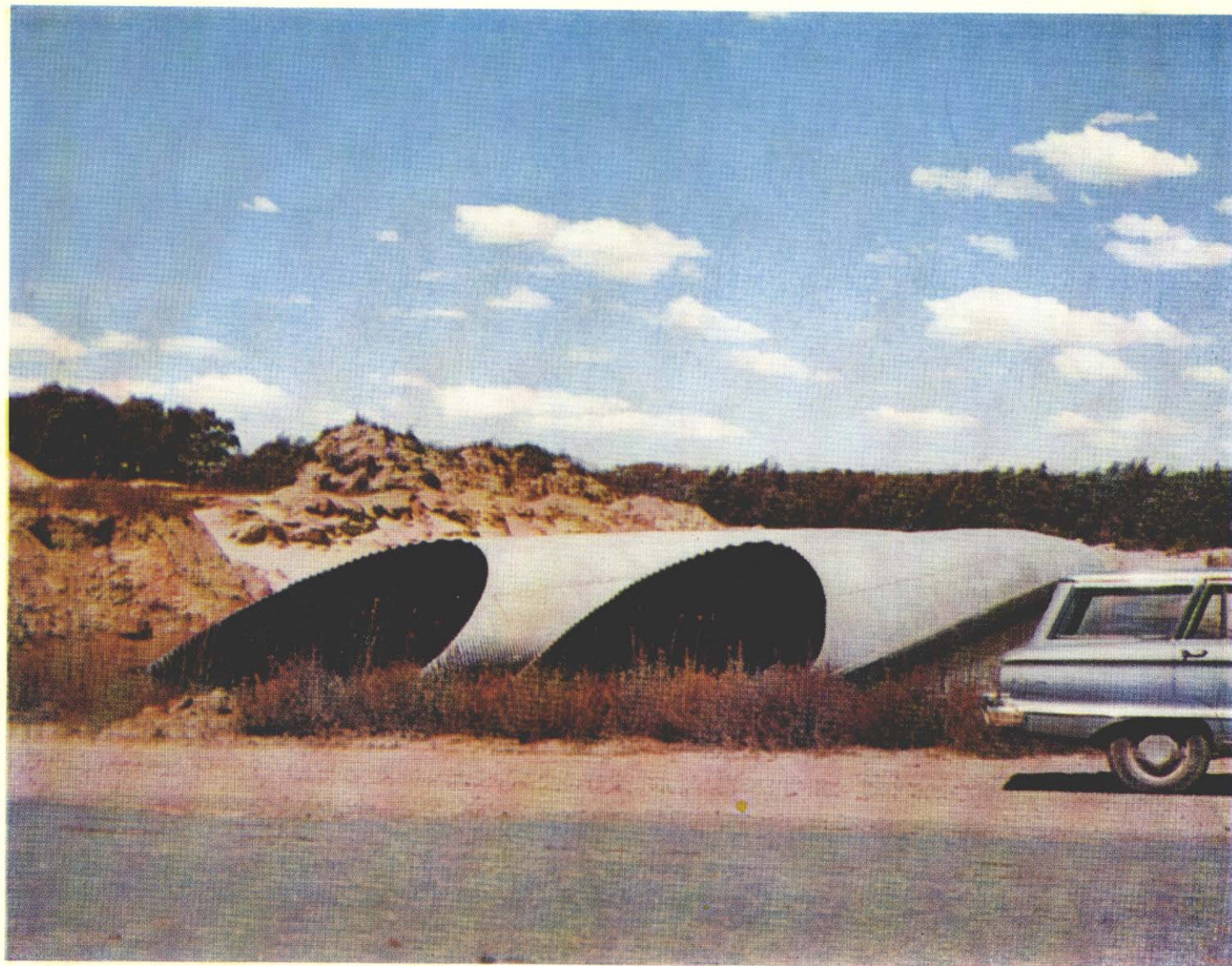
AV. FONDO DE LA LEGUA 1232 - BUENOS AIRES - MARTINEZ - PCIA. BUENOS AIRES
CASILLA DE CORREO 693 - C. CENTRAL - TELEX 012-1739 - T.E. 792-0021 AL 29

BUENOS AIRES - CORDOBA - MENDOZA - SALTA - COMODORO RIVADAVIA - NEUQUEN - SANTA FE - TUCUMAN - MISIONES
RESISTENCIA - CHACO - MAR DEL PLATA CATERPILLAR - CAT y  son marcas de Caterpillar Tractor Co.

 un servicio que sólo le puede prestar una Empresa Lider.




**SERVICIO
ESPECIAL DE
RODAJES**



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 1º 525 - Tel. 28157

Rosario: Córdoba 1749 - Tel. 24302

ARMCO ARGENTINA S.A.I.C.

