

Carreteras

ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS



Nº 10 ABRIL - JUNIO 1957

CONSEJO DIRECTIVO DE LA ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

ADHERIDA A LA INTERNATIONAL ROAD FEDERATION

Presidente	LUIS DE CARLI	(Cámara Argentina de la Construcción)
Vicepresidente 1º	EDGARDO RAMBELLI	(Shell Argentina, Ltda.)
Vicepresidente 2º	JUAN AGUSTIN VALLE	(Categoría "A" Socios Individuales)
Secretario	EZIO M. A. STRAZZOLINI	(Yacimientos Petrolíferos Fiscales)
Prosecretario ..	MARTIN STEWARD HENRY	(Esso, S. A. Petrolera Argentina)
Tesrero	LUCAS G. M. MARENGO	(Marengo, Industrial, Comercial y Financiera)
Protesorero	WALTHER BURGWARDT	(Burgwardt y Cía. S. A. Ind., Com. y Agroganadera)
Vocales	NESTOR C. ALESSO	(José M. Aragón S. A.)
	EDUARDO ARENAS	(L.E.M.I.T.)
	ARTURO C. A. BUXTON	(Automóvil Club Argentina)
	JUAN A. FRANQUEIRO	(Dirección Nacional de Vialidad)
	JORGE Z. KLINGER	(Dirección Nacional de Vialidad)
	J. J. MCINTYRE	(General Motors Argentina S. A.)
	JOSE MARIA RAGGIO	(Categoría "A", Socios Individuales)
	ALBERTO ROSETTI	(Comisión Permanente del Asfalto)
	MARCOS SASTRE	(Touring Club Argentino)
	RAUL DANTE VERZINI	(Asociación de Fabricantes de Cemento Portland)

COMISION REVISORA DE CUENTAS

AARON BEILINSON	(Bubis, Artabe y Beilinson)
JOSE FORNAROLI	(E.C.C.Y.P., Empr. de Constr. Civiles y Públicas, SRL.)
ADOLFO VIDELA	(Viabit, Cía. de Asfalto Frio)

DELEGACION CORDOBA

Presidente	MANUEL ACUNA	(Manuel H. Acuna, S. R. L.)
Vicepresidente 1º	ALFREDO GARCIA VOGLINO	(Instituto del Cemento Portland Argentino)
Secretario	MIGUEL ANGEL YADAROLA	(Centro de Ingenieros de Córdoba)
Tesorero	FRANCISCO FLORES (h.)	(Federación Económica de la Provincia)
Vocales	FRANCISCO BERNABE GARCIA	(Iggam, S. A. Industrial)
	ENRIQUE LAISECA	(Dirección Nacional de Vialidad)
	JOSE V. MARTINEZ GUIASOLA	(Shell Argentina Ltda.)
	ALBINO MENEHINI	(Dirección Provincial de Vialidad)
	LEOPOLDO TIREL	(Iggam S. A.)

DELEGACION LA PLATA

Presidente	JUAN F. GARCIA BALADO	(Centro de Ingenieros de la provincia de Buenos Aires)
Vocales	ADOLFO GRISI	(Cámara de Comercio)
	JOSE MARTIN	(Rotary Club)
	PEDRO PETRIZ	(Dirección de Vialidad de la provincia de Buenos Aires)
	ANGEL F. PLASTINO	(Cámara Argentina de la Construcción)
	JORGE T. RECA	(Yacimientos Petrolíferos Fiscales)

DELEGACION MENDOZA

Presidente	FRANCISCO J. GABRIELLI	(Industrial)
Vicepresidente ..	JUAN GARCIA EIJO	(Neumáticos Goodyear)
Secretario	VICTOR GALFIONF	(Instituto del Cemento Portland Argentino)
Tesorero	CRISTOBAL MURPHY	(Shell Argentina Ltda)
Vocales	ROBERTO AZZONI	(Centro de Ingenieros y Arquitectos de Mendoza)
	JUAN F. BARBERA	(Dirección Nacional de Vialidad)
	FRANCISCO BARRERAS	(ARMCO Argentina)
	ALBERTO CITON	(Centro de Bodegueros del Este)
	JOSE MARIA DIEZ	(Unión Industrial y Comercial)
	RAFAEL GAVIOLA	(Cámara de Comercio de San Rafael)
	MAURICIO WAISMAN	(Cámara Argentina de la Construcción)

DELEGACION SANTA FE

Presidente	CARLOS A. MAI	(Cámara Argentina de la Construcción)
Vicepresidente ..	REYNALDO GERVASINI	(Unión Industrial)
Secretario	MARCELO J. ALVAREZ	(Dirección Nacional de Vialidad)
Vocales	ANTONIO D'ANDREA	(Centro Comercial de Santa Fe)
	ANTONIO MOSCATO	(Empresas de Omnibus)
	JUAN M. SAMATAN	(Vialidad Provincial de Santa Fe)



Carreteras

ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

Año III N° 10

ABRIL - JUNIO

1957

Director

Ing. ENRIQUE HUMET

Reg. Prop. Int. N° 489.163

•

Secretario de Redacción

ANTONIO P. LOMONACO

Va incluida con esta edición una calcomanía con el emblema de la Asociación y las instrucciones apropiadas.

SUMARIO

	Pág.
AUTARQUIA DE VIALIDADES PROVINCIALES (Editorial)	2
ESTABILIDAD DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS — SUS ORIGENES Y MEDIDAS Por el doctor Celestino L. Ruiz	3
UN PROBLEMA ARGENTINO: LAS COMUNICACIONES CON LA MESOPOTAMIA Por el ingeniero Marcelo J. Alvarez	17
PLAN DE REALIZACIONES VIALES EN SANTA FE	25
UNA VISITA AL ROAD RESEARCH LABORATORY DE LONDRES Por el ingeniero Juan J. Galván	28
CAMINO INTERPROVINCIAL SAN JUAN-SAN LUIS — ESTUDIO ECONOMICO Por el agrimensor Alfonso de la Torre	33
LA LEY NACIONAL DE VIALIDAD — SU ASPECTO FINANCIERO, ANTECEDENTES, APLICACION, ESTADO ACTUAL Por el doctor Atilio A. Paglino	47
PORTADA: Camino entre Nonogasta y Villa Unión (La Rioja) Un lugar en la Cuesta de Miranda.	
CONTRATAPA (Interior): Salida de una curva, hacia la Eduviges, del camino que la une con El Zapallar (Chaco).	
CONTRATAPA (Exterior): Del sistema nacional de señales camineras: Señal de precaución — Giro en ángulo recto. Esquinas en zonas urbanizadas. La flecha indica el sentido del giro.	

Dirección, Redacción y Administración:

VENEZUELA 770

Buenos Aires - Argentina

•

Dirección Cablegráfica
"CARRETERAS"

Teléfonos:

30 - 0889 y 34 - 8076

Por Más y Mejores Caminos

Autarquía de Vialidades Provinciales

EN el "Informe Allende Posse", que publicáramos en el número 37 de nuestro boletín "Noticias Camineras" (Mayo de 1957, pág. 4), se establece que las inversiones totales en la vialidad del país, todo incluido, deberían llegar a ser de 91.800 millones de pesos en quince años. De esa suma, y esto es lo que nos interesa puntualizar, la mayor proporción correspondería a las provincias.

Para que los organismos provinciales puedan efectuar esta parte del plan nacional de caminos es imprescindible que cuenten con el manejo ágil, entusiasta y prescindente de todo móvil político, que sólo puede acordarle el goce de una plena autarquía.

Actualmente existen algunas provincias que cuentan con un régimen autárquico del manejo vial, aunque en ningún caso de completa perfección.

Creemos vivir un momento de singular significado en lo que atañe a la posibilidad de conseguir la independencia necesaria para los organismos viales provinciales. Pasado el actual momento político los gobiernos provinciales surgidos de las próximas elecciones serán menos dóciles a la adopción de tales medidas.

Justificar la autarquía en lo que tiene de agilidad, de responsabilidad entusiasta, de servicio a los móviles desinteresados de una alta política vial y de autocontrol, es innecesario para los lectores dedicados, aunque sea superficialmente, a las cuestiones camineras.

Para los que estén más alejados de ellas les pedimos solamente recordar que todas las grandes realizaciones en el orden cultural, práctico y organizado de la vialidad del país se deben a la posesión de autarquía del organismo rector nacional.

Todo cuanto se hizo se debió fundamentalmente a la autarquía y todo cuanto después dejó de hacerse, en buena parte, se debió a su falta de goce.

A estos mismos lectores, a las empresas constructoras, a las que producen los materiales, a las entidades económicas, industriales y agrícolas ganaderas, a las del transporte automotor y, en especial, a los actuales hombres de los gobiernos provinciales les puede interesar un ejemplo de cuanto puede lograrse con un régimen de autarquía.

Nos referiremos a la provincia de Buenos Aires: obtenida su autarquía el 1º de octubre de 1956, comparamos a continuación actuaciones anteriores y posteriores a esa fecha:

	Millones
1) Inversiones en obras	
1955	123
1956	132
1957 (prevista)	692
2) Obras licitadas	
Antes de autarquía (enero a junio de 1956)	72,8
Después de autarquía (enero a junio 1957)	180,3
Equipos y camiones y camionetas (enero a junio 1957)	240,0
3) Certificación de Obras por Contrato	
Antes de autarquía (enero-junio 1956)	14,1
Después de autarquía (enero-junio 1957)	27,2
4) Obras replanteadas	
Antes de autarquía (enero-junio 1956)	7
Después de autarquía (enero-junio 1957)	19

Además de esto se ha obtenido una reducción considerable en el tiempo para pago de certificados comunes que ahora es de unos 20 días en vez de tres meses que anteriormente se necesitaban.

La Asociación Argentina de Carreteras ha entendido que es imprescindible una campaña que permita obtener o perfeccionar las autarquías de las vialidades provinciales y hace tiempo que la iniciara y sigue propulsándola. Creemos que todas las entidades interesadas en los caminos del país —y especialmente la Dirección Nacional de Vialidad— mucho podrían hacer en tal sentido.

Estabilidad de las Mezclas Asfálticas

SUS ORIGENES Y MEDIDA

(Especial para Carreteras)

Por el Dr. CELESTINO L. RUIZ

INTRODUCCION

LA estabilidad de las mezclas asfálticas es un problema que ha preocupado y preocupa a nuestro ambiente vial. La literatura nacional y extranjera sobre el tema es muy abundante tanto desde el punto de vista científico como desde el aplicado. Ella se caracteriza por enfoques parciales del problema y son pocos los trabajos que consideren al mismo en conjunto.

Este trabajo pretende ser un enfoque global y sintético, se mencionan en la forma más simple posible los principios básicos que permiten comprender en sus líneas generales el aparente "misterio" de la estabilidad de las mezclas asfálticas.

Se considera en particular el ensayo Marshall, ampliamente generalizado en nuestro medio, su alcance y sentido físico, tan necesario para dar su justo valor a un ensayo, sin sobre-valorizarlo o menospreciarlo en el juzgamiento de una de las características de calidad de las mezclas asfálticas y menos considerar que por sí solo asegura el conjunto de propiedades necesarias para su buen servicio práctico.

NATURALEZA DE LA RESISTENCIA A LA DEFORMACION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

1. — Antes de ser compactada, una mezcla asfáltica cerrada tipo concreto asfáltico o lámina asfáltica, consiste en un conjunto de partículas del agregado mineral hacinadas y recubiertas por películas del medio ligante constituido por la mezcla filler-betun. Esta descripción está basada en que el filler se incorpora al betún asfáltico. El volumen de este último debe siempre ser superior al volumen de vacíos del filler, el que queda formando parte de las películas que recubren a los agregados gruesos y finos.

Los esfuerzos producidos por el cilindrado y posteriormente por el tránsito determinan un deslizamiento de las partículas del agregado que conduce a un arreglo cerrado de las mismas. En las zonas de contacto entre partículas, dichos esfuerzos producen el fluir del sistema ligante hacia los vacíos del agregado, con el consiguiente adelgazamiento de las películas del ligante. Este ocupa así parte del volumen de los vacíos; el resto está ocupado con aire y constituye el vacío de la mezcla compactada.

En la figura N° 1 se representa esquemáticamente lo dicho.

Si el volumen del ligante filler-betun es superior a los espacios entre las partículas del agregado, el arreglo entre las mismas no llega a ser máximo y en consecuencia no se obtiene el esqueleto granular óptimo. Si es mucho menor la mezcla final es porosa, el agua y el aire tienen más fácil entrada en la masa y la durabilidad de la mezcla queda comprometida.



Doctor Celestino L. Ruiz

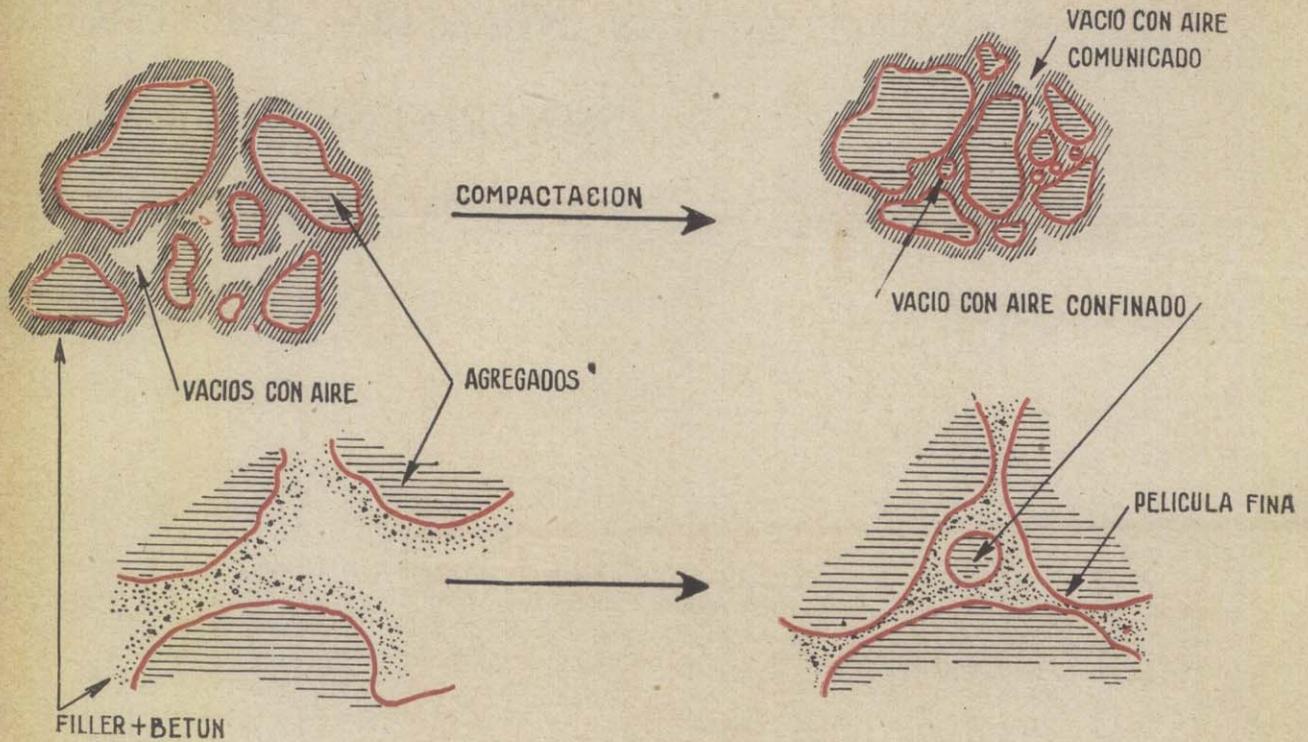


Figura 1

Representación esquemática de una mezcla asfáltica antes, después de la compactación

En una mezcla correctamente proporcionada, el ligante queda formando un medio continuo en la estructura final. En los puntos y superficies de contacto entre las partículas del agregado, las películas pueden llegar a ser suficientemente delgadas, del orden del centésimo de milímetro, o menos, en el cual tienden a comportarse como un cemento rígido cohesivo según Mack; en la superficie interior de los vacíos las películas son de mayor espesor y su comportamiento bajo esfuerzos es esencialmente viscoso.

La estructura granular depende fundamentalmente de la trabazón de las partículas de mayor tamaño. Sus vacíos deben ser ocupados por las de tamaño inmediato inferior y así sucesivamente para llegar a un máximo arreglo estructural al que corresponde un mínimo de espacio libres de partículas. Un exceso de fracciones intermedias cambia la estructura del conjunto y las partículas de mayor tamaño quedan como suspendidas en el interior de la estructura más fina. Este es el caso de las mezclas tipo "Topeka" o "Stone filled sheet-asphalt".

2.— El comportamiento de las mezclas asfálticas cerradas compactadas frente a los esfuerzos deformantes corresponde al de materiales en estado plástico. Se trata de un estado intermedio entre el sólido rígido y el líquido; se caracteriza porque el material con esfuerzos de corte suficientemente bajos sufre deformaciones pequeñas no permanentes; en cambio con esfuerzos superiores a cierto límite (valor de fluencia) cambia de forma irreversiblemente sin rotura y puede llegar hasta la misma si el esfuerzo o el tiempo de aplicación es suficientemente elevado.

Un sólido plástico está siempre formado por un sistema de partículas que ellas, o las envolturas absorbidas, se tocan o rozan al moverse; los espacios libres de partículas están ocupados por fluidos (gases, líquidos, suspensiones finas, etc.) Para producir la deformación permanente del sistema, llamada fluencia plástica, es necesario que la componente tangencial o de corte, derivada del esfuerzo aplicado venza

en los planos de deslizamiento las fuerzas de atracción o cohesivas que puedan existir entre las partículas y produzca luego el deslizamiento de unas con respecto a otras, a lo que se opone la resistencia friccional en las zonas de contacto y la resistencia viscosa del fluido que ocupa el espacio libre de partículas y está adherido a las mismas.

En un sólido plástico la relación entre el volumen de las partículas y el del espacio libre de ellas (razón de vacíos) determina el grado de entrecruzamiento o arreglo de las mismas, diríamos su geometría interna. El deslizamiento de las partículas, necesario para que exista fluencia plástica, exige la existencia de un determinado espacio libre mínimo, por lo tanto un arreglo cerrado hace imposible el deslizamiento salvo que el esfuerzo de corte aplicado sea suficientemente intenso capaz de producir, o la rotura de las partículas trabadas, si éstas son de reducida dureza, o la expansión del sistema consumiendo energía para crear espacio libre, que es el caso más común.

Se trata del mismo fenómeno estudiado por Casagrande en los sistemas puramente granulares como las arenas, en las que existe una cierta relación límite entre el volumen de las partículas y los espacios libres para cada sistema (razón de vacíos crítica) en donde es posible la deformación por corte sin cambio del volumen total. Para estados más densificados el esfuerzo de corte debe proveer la energía necesaria para crear espacio y luego vencer la resistencia puramente friccional; para estados menos densificados la resistencia es friccional y se pueden reducir los vacíos al valor crítico por influencia de los esfuerzos normales aplicados.

Un conjunto de esferas de igual diámetro constituye el modelo más simplificado. Dispuestas en el arreglo más cerrado (tetraédrico) cada esfera toca a seis vecinas en la misma capa y cada esfera de la capa próxima está en la depresión formada por las tres esferas adyacentes de la capa inferior. A este arreglo le corresponde por cálculo geométrico un espacio libre de 25,9 por ciento (razón de vacíos = 0,35) independientemente del tamaño de las esferas. En

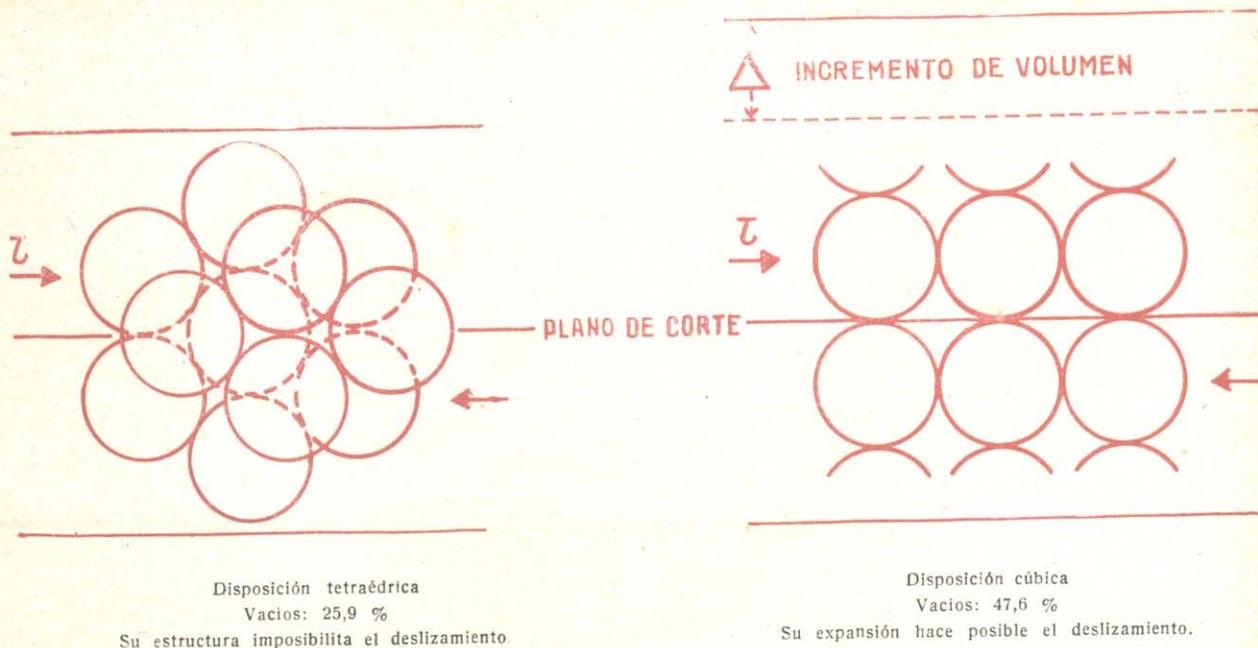


Figura 2

Estructura densa y suelta de un sistema de esferas iguales de cualquier diámetro.

este estado el deslizamiento es imposible, pero al abrirse la estructura pueden tomar la disposición cúbica con 47,6 por ciento de vacíos (razón de vacíos = 0,91) con la consiguiente expansión y donde el deslizamiento en el plano de corte es posible. (fig. n° 2).

3.— Las mezclas asfálticas cerradas y compactadas constituyen sistemas plásticos, los agregados totales graduados ocupan el 77-85 por ciento del volumen total, un 3-6 por ciento son los "vacíos" ocupados por aire y el resto betún asfáltico. No debe olvidarse que estas mezclas se dosifican en peso, pero sus componentes trabajan en su relación en volumen, lo que tiene particular importancia por la diferencia marcada de pesos específicos entre su fase sólida (2,6), líquida (1,0) y gaseosa (0,0013).

Constituyen un sistema plástico donde las características de cada componente son totalmente distintas. La fase sólida está constituida por los agregados pétreos que son sólidos rígidos de elevado módulo de elasticidad, la líquida por betún asfáltico de muy alta viscosidad (del orden 10^6 poises a temperatura ambiente, es decir 100 millones de veces mayor que la del agua), y la gaseosa de aire, fluido de compresibilidad elevada.

En un sistema plástico de tal composición la falla por fluencia plástica con o sin rotura exige el deslizamiento de partículas en los planos de corte; para que este se produzca es necesario que el esfuerzo aplicado venza la resistencia opuesta por:

- Resistencia cohesiva en las superficies de contacto entre las partículas unidas por películas muy finas del ligante.
- Resistencia estructural por trabazón entre las partículas, que impide el deslizamiento hasta que se crea el espacio necesario con consumo de energía.
- Resistencia friccional producida por el deslizamiento de las partículas en el estado de lubricación imperfecta que implica la presencia del ligante.
- Resistencia viscosa del ligante adherido a las partículas, al fluir o deformarse en los espacios libres.

Producida la rotura de la estructura granular, la fluencia plástica es resistida aún por los factores c) y d).

4. — Antes de comenzar la fluencia plástica (esfuerzo menor que el valor de fluencia) las mezclas en cuestión se comportan en forma semejante a un sólido rígido, en virtud de la existencia de una estructura interna. Una partícula trabada mecánicamente por otras se asemeja a la misma colocada en un pozo rodeado de una barrera de energía potencial. Por la influencia de esfuerzos puede sufrir pequeños cambios de posición en su puesto con mayor ajuste y acomodación y aún pequeñas deformaciones elásticas. Solo puede deslizarse si con el esfuerzo aplicado que llega hasta ella a través de sus vecinas, adquiere una energía cinética superior a la magnitud de la barrera de energía potencial, es decir rotura de la estructura.

Igual que en los sistemas granulares densos, repetidos ciclos de carga y descarga determinan deformaciones con un lazo de histeréisis con tendencia cada vez más cerrada, es decir con menor deformación parcial permanente. Repetida la aplicación un cierto número de veces el lazo histerético se cierra y, para cargas hasta la utilizada anteriormente (figura n° 3), las deformaciones son de carácter elástico. Cargas mayores determinan una nueva estructura más resistente y así hasta que la intensidad de la misma produzca la rotura de la estructura anterior con expansión.

En las mezclas asfálticas cerradas la compactación da origen a una cierta estructura. Para cargas menores que la anteriormente empleada las deformaciones son de carácter elástico (recuperables e instantáneas) aunque no se cumpla la ley de Hook, dado que la deformación para determinado esfuerzo es distinta en el período de carga y descarga.

El comportamiento bajo cargas de las mezclas asfálticas muestra que la resistencia estructural no es una propiedad inherente, la adquiere como consecuencia del trabajo aportado a la mezcla en su vida anterior, comenzado por la operación de cilindrado y continuada por la acción del tránsito. Esta estructura se revela como una densificación de la mezcla por reducción de vacíos. En consecuencia la resistencia estructural depende de la historia del material (acción del tránsito en la práctica, forma de compactación en el laboratorio).

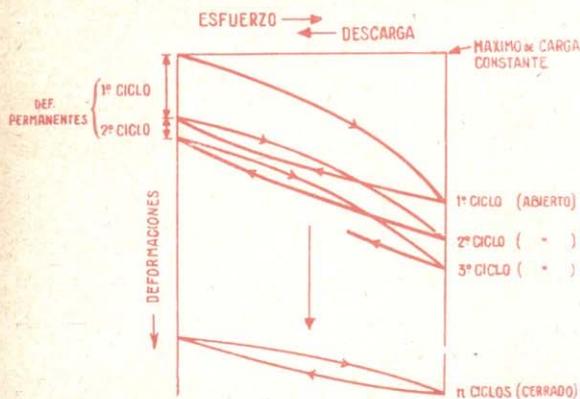


Figura 3

Deformaciones por repetición de ciclos de carga y descarga con carga máxima constante.

5.— En el curso de las deformaciones recuperables de la estructura de la mezcla se produce una consolidación, los espacios entre partículas se reducen y el medio fluido que los ocupa (ligantes más aire) recibe parte del esfuerzo, existe una "presión de poro" que determina el fluir del ligante hacia los "vacíos" ocupados por el aire, desalojando al mismo si los vacíos tienen comunicación con el exterior o comprimiéndolo cuando el aire está encerrado por el ligante.

La compresión del aire ocluido crea un componente de gran elasticidad y presumiblemente el factor más importante en la recuperación elástica retardada que presenta las mezclas cerradas. La presencia de aire ocluido en mezclas de concreto y lámina asfálticas sometidas a tránsito ha sido demostrada por Graziani y Lambiasi en la última (IX) Reunión del Asfalto.

Por otra parte, durante la consolidación existe adelgazamiento de las películas del ligante en las zonas de contacto que tiende a elevar la resistencia estructural, pero la presión de poros del medio fluido que actúa en todas las direcciones, produce un efecto inverso.

6.— Hemos dicho que para que exista fluencia plástica es necesario el deslizamiento de las partículas del agregado en los planos de corte. Se opone al mismo la resistencia friccional entre las superficies de contacto imperfectamente lubricadas por el ligante y la resistencia viscosa del mismo adherido a sus superficies. Consideramos ahora la primera.

La conocida ley de Coulomb expresa que el esfuerzo pasivo o resistencia al corte que un sistema granular opone a un esfuerzo de corte (τ) es de naturaleza friccional y en consecuencia proporcional al esfuerzo normal (σ) aplicado, siendo el coeficiente de proporcionalidad menor que la unidad. Este coeficiente se acostumbra a expresarlo como la tangente de un hipotético "ángulo de fricción interna" (ϕ) que debe ser menor de 45° . En consecuencia la resistencia friccional no preexiste. Se desarrolla como consecuencia de la componente normal al plano de corte.

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi$$

En nuestro caso cabe esperar, en igualdad de otras condiciones, que la fricción entre las partículas del agregado mineral solo sea mayor que en la mezcla, por la influencia lubricante del ligante. La experiencia así lo confirma y varios autores mencionan que ϕ es varios grados menor en estas últimas con respecto al ϕ de los agregados aislados.

El ángulo de fricción interna, que es la expresión de la resistencia friccional, no es una constante para un dado material. El es función de la compactación (razón de vacíos), dado que cuando los espacios libres de partículas no son suficientes para que puedan existir deslizamientos de las mismas, una parte del esfuerzo de corte (τ) es consumido

en crear espacio venciendo la resistencia estructural y sólo el restante se utiliza para la resistencia friccional pura. En consecuencia la densificación eleva el valor de ϕ que en muchos casos sobrepasa los de 45° .

Lo expresado demuestra que el ángulo de fricción interna en un sistema granular denso o en una mezcla asfáltica compactada es una expresión conjunta de la resistencia estructural y puramente friccional. Se debe tener presente que la resistencia puramente friccional que interesa en la fluencia plástica a velocidad constante, sólo es posible con destrucción previa de la estructura granular, de ahí que ésta sea el factor básico de la resistencia del material.

Para interpretar la resistencia granular en las mezclas asfálticas es oportuno también recordar la concepción de Housel. Para este autor el comportamiento de los sistemas granulares densos bajo esfuerzos puede ser descrito en términos de la estabilidad de los arcos elementales formados por las partículas, cuya capacidad para resistir presiones verticales depende del empuje lateral aportado por las partículas de la masa adyacente. La relación entre la presión vertical y lateral del sistema, depende del ángulo de transmisión entre los ejes del arco o línea de contacto entre las partículas y el eje vertical de referencia. El sistema puede ser estáticamente calculado sin recurrir a aceptar que la resistencia es de naturaleza friccional.

7.— Toda mezcla asfáltica posee resistencia al corte cuando el esfuerzo normal es nulo, es decir posee una resistencia de naturaleza no friccional a la que se denomina cohesión (c) que es la que determina su capacidad para resistir esfuerzos en tensión. La cohesión es una expresión de la existencia de fuerzas de unión entre las partículas del agregado pétreo creadas por el sistema ligante, en consecuencia son las características de éste las que determinan su origen.

La baja tensión superficial de los betunes asfálticos lleva a eliminar o colocar en un plano secundario, las tensiones capilares derivadas de la presencia de meniscos, factor determinante en otros sistemas plásticos de interés vial como los suelos. En las mezclas asfálticas el origen de la cohesión debe necesariamente vincularse a la alta resistencia viscosa del ligante y a su capacidad de comportarse como un medio cementante rígido en películas muy finas.

Mack entre otros investigadores, ha mostrado que los asfaltos en películas finas de espesores inferiores a 0,02 mm. tienen propiedades distintas que cuando se encuentran en masa. Tienden a comportarse como un sólido rígido con elevada resistencia a la tracción de carácter no viscoso. Estas películas pueden obtenerse mecánicamente por presión o también obedecer a los fenómenos de adsorción que se cumplen en la superficie (interfase) agregado-betún. En su formación cumplen un papel básico la riqueza y naturaleza de los asfaltos del betún que son los componentes del mismo que muestran mayor tendencia a la asociación. Dichas películas dan origen a una cohesión del tipo llamado "cohesión verdadera" en la Mecánica de los Suelos.

El ligante, betún asfáltico o el sistema filler-betún, que ocupa los vacíos del agregado mineral, se comporta en primera aproximación como líquido de viscosidad muy elevada. Su resistencia a la deformación es viscosa, es decir que cumple con la fórmula diferencial de Newton que integrada de acuerdo a las condiciones de cada caso (fluir capilar, desplazamiento laminar, etc.) conduce siempre a la proporcionalidad entre los esfuerzos (τ) y las velocidades de fluir o deformación (D/t). El coeficiente de proporcionalidad η' tiene el sentido de la viscosidad (η) por un factor dependiente de las condiciones experimentales (dimensiones del capilar, espesor de película, etc.).

$$D/t = \frac{1}{\eta'} \tau$$

En consecuencia, la resistencia viscosa de un determinado ligante es función de la velocidad de deformación, crece con ella y se anula cuando la velocidad es cero. Para un mismo líquido viscoso y velocidad de deformación constante, la resistencia viscosa depende de las características

de forma donde se cumple el fluir, por ejemplo radio y largo de los capilares, espesor de película, etc.

Por otra parte, la viscosidad y en consecuencia la resistencia viscosa es función de la temperatura, en primera aproximación cae exponencialmente con la disminución de la temperatura, es decir que el log. de la viscosidad es función lineal de la temperatura. Esto significa que al disminuir la temperatura las fuerzas cohesivas de los asfaltenos predominan; el material tiende a mostrar características de rígido con deformaciones elásticas. La disipación (relajación) de las tensiones internas dentro del ligante bituminoso exige tiempos mayores a menores temperaturas.

La capacidad del medio ligante de deformarse sin rotura es una propiedad fundamental para la llamada "flexibilidad" de las carpetas asfálticas que les permite adaptarse a las deformaciones de la base y resistir esfuerzos en tensión sin fisurarse. La deformación viscosa es posible cuando se cumple en un tiempo suficiente para que pueda disiparse el estado de tensión interna creado por el esfuerzo, gracias al desplazamiento de las moléculas o micelas constituyentes, lo que determina el fluir viscoso. A bajas temperaturas y/o altas velocidades de deformación, el tiempo de relajación es insuficiente y el material se comporta como un rígido mostrando deformaciones de carácter elástico y para esfuerzos suficientemente grandes se rompe. Es bien conocido que un cemento asfáltico de baja penetración es capaz de deformarse sin rotura por acción de una carga estática, en cambio se fractura por acción de un impacto aunque la energía aplicada sea la misma.

La función mecánica básica del filler es aumentar la viscosidad del betún asfáltico sin modificar su susceptibilidad térmica ni acortar el tiempo de relajación. Ello sólo es posible cuando la concentración en volumen activo del filler en el sistema filler-betún permite mantener el carácter viscoso del mismo. Concentraciones mayores tienden a dar rigidez al sistema y en consecuencia menor capacidad de deformación sin rotura. Este es el sentido físico de la concentración crítica (C_s) propuesta por el autor hace años para determinar la relación óptima entre el filler y el betún.

8.—Considerando ahora la resistencia friccional-viscosa simultánea, como en el caso del movimiento de las partículas del agregado deformando el ligante adherido, debe tenerse presente que existe un efecto recíproco de ambos componentes. El ligante disminuye la fricción entre las partículas por efecto de lubricación, pero por otra parte las características del agregado determinan la forma de los espacios libres de partículas y su grado de densificación el diámetro medio de los poros donde se cumple el fluir del ligante. Entre partículas angulares, con planos de clivaje producidos durante la trituración, existen películas ligantes de menor espesor y poros de menor diámetro que entre las de forma redondeada que sólo se tocan en ciertos puntos. En igualdad de otros factores, la resistencia viscosa de un ligante es muy superior en el primer caso.

Debe tenerse bien presente este efecto recíproco, por ejemplo el uso de betunes asfálticos de baja penetración es un factor que eleva la resistencia viscosa inherente al ligante, pero no afecta las propiedades del agregado que influyen sobre la resistencia viscosa de la mezcla.

En cambio tienden a lubricar más, efecto que según Nijboer es más intenso cuando la penetración es menor de 30. Endersby ha demostrado que la diferencia de resistencia a la deformación que acusan dos agregados granulares de igual graduación, pero distinta forma de partículas, es mucho más marcada cuando se comparan las mezclas asfálticas preparadas con ellos y con un mismo ligante que con los agregados solos.

9.—Lo dicho muestra que la resistencia viscosa es el factor básico para dar cohesión al sistema granular y con ella capacidad para resistir esfuerzos en tracción y de deformación sin rotura, es decir flexibilidad. Además contribuye a la resistencia a la deformación de la mezcla por la acción de cargas verticales, particularmente a bajas temperaturas y dinámicas.

La necesidad de utilizar un agregado de inherente estabilidad granular es evidente, él constituye el esqueleto que soporta fundamentalmente los esfuerzos normales y los transmite a la base o sub-base, particularmente cuando son estáticos y a altas temperaturas, es decir en las condiciones críticas donde la resistencia viscosa tiende a un mínimo.

La proporción relativa del medio ligante y granular deben ajustarse armónicamente para que la mezcla compactada posea junto a la estructura granular, cohesión y flexibilidad, sin olvidar la necesidad de un cierto porcentaje de vacíos que no sea elevado como para comprometer la durabilidad frente a la acción del aire y agua, ni tan bajo que no permita la deformación de la estructura granular. Disponiendo de un agregado de calidad adecuada, el porcentaje de betún asfáltico debe ser fijado para el grado de compactación máximo que cabe esperar en las condiciones de servicio, que determina el volumen y forma de los espacios libres de partículas. Tal como lo estableció Golz en 1941, el grado óptimo de llenado de dichos vacíos con el betún está entre el 65 y 85 por ciento de su volumen. Siguiendo esta orientación el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos ha establecido límites para el porcentaje de llenado de los vacíos del agregado total con betún, a los que nos referiremos posteriormente en el apartado 18.

DEFORMACIONES

10.—Por la aplicación de esfuerzos las mezclas asfálticas sufren deformaciones que son función de la magnitud del esfuerzo, el tiempo de aplicación y la temperatura, tal como corresponde a cualquier material en estado plástico.

Con esfuerzos y temperaturas constantes, las curvas experimentales que relacionan deformaciones y tiempos son del mismo tipo para esfuerzos de compresión, tracción, corte, flexión y punzonado, lo que indica que la naturaleza de la resistencia que opone la mezcla es esencialmente la misma.

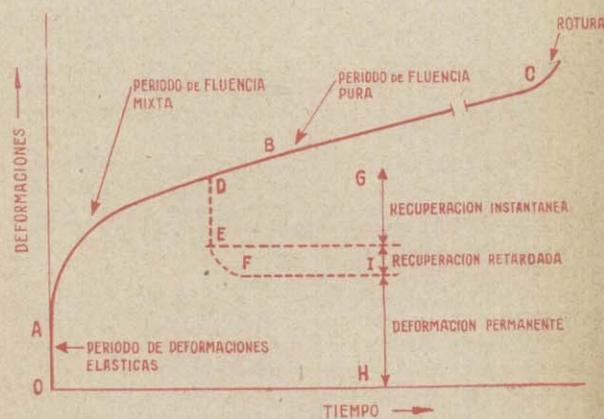


Figura 4

Deformaciones por compresión en función del tiempo, a carga y temperatura constantes. Punteado: recuperación al descargar (Lee, Marwick, Macle, Ruiz, etc.).

La figura Nº 4 representa el caso de compresión sin confinamiento, el esfuerzo se aplica a $t=0$ y da origen a una deformación OA prácticamente instantánea; desde A hasta B la deformación es función del tiempo con velocidad de deformación instantánea decreciente que alcanza un valor mínimo en B; de B hasta C la velocidad de deformación es prácticamente constante; en C comienza la falla por rotura. El período BC es el más variable de acuerdo a

la magnitud del esfuerzo aplicado. Cuando es suficientemente bajo, este período es de horas y hasta días, pero en él el material no está en condiciones de equilibrio entre la deformación producida y la carga. Puede no existir si el esfuerzo es aún más pequeño lográndose condiciones de equilibrio en la práctica. Con esfuerzos grandes el período BC sólo es de pocos segundos y se alcanza rápidamente la rotura.

Si en el instante correspondiente al punto D de la figura N° 4 se retira la carga, se produce una recuperación prácticamente instantánea, dibujada en línea punteada, hasta E. Luego la recuperación es función del tiempo desde E hasta F y finalmente cesa. HI es la deformación permanente, GI la recuperable al descargar.

11.—Relacionando la curva deformación-tiempo a esfuerzo y temperatura constantes, con la naturaleza de la resistencia a la deformación pueden diferenciarse los siguientes períodos:

a) De 0 hasta A la deformación es instantánea y recuperable de carácter elástico. Corresponde a las que sufre la estructura granular como una sola unidad, siempre que el esfuerzo aplicado sea menor que el que ha determinado antes la formación de la misma. La deformación no cumple exactamente la ley de Hook, dado que existe un lazo de histéresis entre el período de carga y descarga, cuando se relacionan esfuerzos y deformaciones.

b) De A hasta B la deformación y su recuperación parcial son funciones del tiempo, existe superposición de la deformación elástica con el comienzo de la fluencia plástica con rotura localizada de la estructura granular inicial. Puede interpretarse que la fluencia plástica en los planos de corte, comienza por las zonas elementales más débiles o que reciben mayor esfuerzo para generalizarse paulatinamente. Debe tenerse presente la heterogeneidad elemental propia del material, que sólo puede aceptarse como homogéneo cuando se considera un volumen suficientemente grande con respecto al propio de las partículas de mayor tamaño. La recuperación elástico-retardada debe relacionarse con la consolidación previa del material que se produce en estos períodos (apartado 5). El aire ocluido por el ligante ha sido comprimido y su reacción elástica al retirar la carga determina la recuperación elástico-retardada por la viscosidad del ligante que envuelve a cada glóbulo de aire.

La formación de la estructura de máxima resistencia en la vida inicial de las carpetas asfálticas depende de este período, en él la fluencia localizada en las zonas más débiles determina el arreglo más cerrado de las partículas (apartado 4).

c) De B hasta C es el período de fluencia plástica con velocidad constante. El material cambia de forma de acuerdo al tipo de esfuerzo aplicado pero sin rotura. Este cambio de forma se debe al deslizamiento y giro de las partículas en los planos de máximo esfuerzo de corte venciendo la resistencia friccional entre ellas y deformando el ligante adherido que ocupa los espacios libres de partículas. El sistema se deforma irreversiblemente, pero mantiene su unidad de conjunto, las partículas y el ligante adherido pasan de una posición a otra sin rotura. La energía requerida para el movimiento de cada unidad debe ser necesariamente variable y la probabilidad de su desplazamiento mayor cuanto más largo sea el tiempo de aplicación del esfuerzo, de ahí que necesariamente la velocidad de aplicación de la carga sea un factor determinante de la duración del período de fluencia plástica.

d) En el punto C comienza la rotura, ha sido vencida en algunas de las unidades estructurales la cohesión interna del ligante. Como se indicó en el apartado 7, el tiempo es insuficientemente para disipar el esfuerzo interno en el seno del ligante y se produce su rotura y, en consecuencia, el fisuramiento del material.

12.—El gráfico esfuerzo-deformación con velocidad de deformación y temperatura constante (gráfico N° 5), muestra un período inicial prácticamente lineal de carácter elástico, luego las deformaciones crecen y es necesario un menor incremento de esfuerzo para mantener la velocidad de deformación constante, se alcanza aquí el momento de carga máxima. Posteriormente el material continúa deformándose con esfuerzos menores y proporcionales a aquéllas y termina con la rotura.

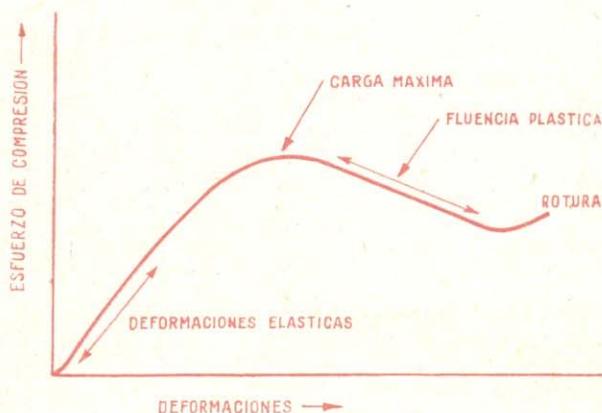


Gráfico N° 5

Deformaciones por compresión a velocidad de deformación constante, en función del esfuerzo de compresión creciente (Vokac).

La carga máxima precede al período de fluencia plástica pura, corresponde a la rotura del sistema estructural con iniciación de la fluencia plástica (ver apartado 3).

13.—El tránsito determina sobre los pavimentos esfuerzos normales y tangenciales. Para el estudio de las propiedades mecánicas de los pavimentos bituminosos no basta considerar la magnitud de los esfuerzos y relacionarlos con las deformaciones, es necesario tener en cuenta el tiempo de aplicación del esfuerzo y la velocidad de deformación en el ámbito de temperaturas de trabajo. Para ilustrar lo dicho basta comparar que una placa de ensayo produjo en un pavimento una deformación de 12,5 mm. con una carga de 6 Kg./cm.² aplicada por incrementos sucesivos con 3 minutos de intervalo entre cada uno; en cambio, cuando se aplicó la carga rápidamente hasta llegar a la misma deformación, ésta fué de 9 Kg./cm.², en un tiempo total que no alcanza al que corresponde a un vehículo que se desplaza a 1,5 Km./hora.

La magnitud de los esfuerzos normales ha sido la más estudiada, en las condiciones severas es del orden de 15 Kg./cm.² para cargas estáticas y 35 Kg./cm.² para las dinámicas. El tiempo de aplicación varía desde infinito para cargas estáticas hasta centésimos de segundo para las dinámicas. La repetición de los ciclos de carga y descarga depende de la intensidad del tránsito y puede producir efectos de fatiga, a lo que hay que agregar la posibilidad aceptada por algunos investigadores de que en los intervalos entre carga y descarga el pavimento quede en vibración, es decir no está libre de tensiones. La temperatura del pavimento en muchas zonas varía desde 60°C hasta 0°C, ámbito en el cual el ligante pasa desde la consistencia fluida (η del orden de 10^3 poises) hasta la rigidez, con predominio de las deformaciones elásticas sobre las viscosas para esfuerzos de corta duración.

Lo expresado muestra la complejidad del problema integral, su estudio sólo es posible en base a simplificaciones. Por ejemplo, interesa conocer la resistencia necesaria para que una carga estática cercana a la máxima previsible, aplicada durante 30 minutos a la temperatura más elevada

registrada, sólo produzca deformaciones del orden de 1 mm., las que no ocasionan inconvenientes en carpetas de 5 cm. de espesor. Con este criterio de máxima y aceptando que la deformación es homogénea en todo el espesor, la reducción unitaria de espesor es de 0,02 y la velocidad de deformación unitaria del orden de 10^{-5} seg.⁻¹.

Otro criterio es medir la carga que en plazos relativamente cortos no produzcan deformaciones mayores de 5 a 12mm., límite aproximado por arriba del cual las carpetas cerradas muestran a menudo fisuramiento.

Con el término "estabilidad" se denomina la resistencia opuesta por las mezclas asfálticas compactadas a los esfuerzos del tránsito que tienden a deformarlas por fluencia plástica. Para la medida de dicha resistencia se han adoptado arbitrariamente determinadas condiciones dentro del amplio juego de variables posibles. En general se tiende a medir la estabilidad por el esfuerzo máximo (o fuerza en probetas normalizadas) que el material puede resistir sin falla por fluencia plástica a temperatura elevada y con velocidad de deformación intermedia entre las que corresponden a las cargas estáticas comunes y las dinámicas.

MÉTODOS DE ESTUDIO Y MEDIDA DE LA RESISTENCIA A LA DEFORMACION

14.—La medida de la resistencia a la deformación de las mezclas asfálticas compactadas ha sido encarada desde dos puntos de vista: a) determinar las características físicas que rigen dicha resistencia; b) correlacionar el comportamiento práctico con ensayos empíricos (ensayos de estabilidad).

Hemos dicho que el comportamiento de las mezclas asfálticas corresponde al estado plástico. Reológicamente este estado queda definido por dos constantes físicas, el valor de fluencia (f) y la movilidad (m). El primero es el esfuerzo necesario para iniciar la fluencia plástica, o sea la deformación no recuperable que determina el cambio de forma. La movilidad es la relación entre la velocidad de fluencia plástica y el esfuerzo que la determina, es decir el aplicado menos el valor de fluencia.

Sea D la deformación por fluencia plástica que se produce en el tiempo (t) por el esfuerzo (τ - f), se tiene:

$$\tau - f = m \frac{D}{t}$$

Para esfuerzos menores que el valor de fluencia f los materiales plásticos perfectos sufren deformaciones recuperables, es decir sin fluencia plástica, de carácter elástico.

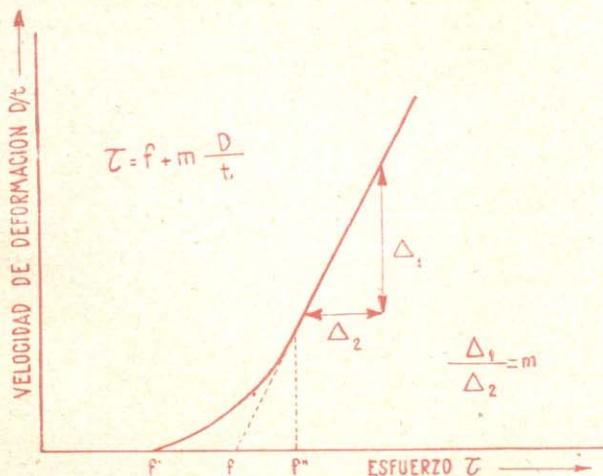


Figura N° 6

Diagrama reológico de un material plástico (Bingham).

Las mezclas asfálticas y otros materiales muestran un valor de fluencia real (f') en la figura N° 6 menor y menos definido que el teórico (f), esto es una consecuencia de su propia heterogeneidad. En ciertos elementos de volumen, f es menor que en otros y se inicia la fluencia plástica antes, es decir en forma localizada, superponiéndose a la deformación elástica de otras regiones, hasta que todo el material entre en el período de fluencia plástica pura que se cumple a velocidad constante para cada esfuerzo superior al valor f'' o valor de fluencia máxima. Los materiales reales sólo pueden calificarse de homogéneos cuando se considera un volumen suficientemente grande y con criterio estadístico.

El valor f' marca el máximo esfuerzo que el material puede resistir con deformaciones recuperables. Entre f' y f'' la deformación total es parcialmente recuperable y existe una cierta deformación permanente (o asentamiento), para esfuerzos superiores a f'' la deformación es solo permanente y función del tiempo de aplicación de la carga.

Reológicamente consideradas, las mezclas asfálticas compactadas resisten elásticamente esfuerzos hasta el valor de f' , es decir como los materiales rígidos. Entre f' y f'' la deformación producida es recuperable en parte, pero existe una deformación permanente que les permiten adaptarse a la base sin falla estructural aprovechando así al máximo el valor portante de la misma. Para esfuerzos superiores a f'' no existe equilibrio permanente entre esfuerzos y deformaciones, se produce falla por fluencia plástica, la mezcla se deforma por sí sola permanentemente y la magnitud de la misma depende del tiempo de aplicación de la carga, pudiéndose alcanzar la rotura.

En la práctica se denomina "valor soporte o portante" (bearing capacity) la carga que las mezclas asfálticas pueden resistir por tiempo prolongado con un mínimo de deformación permanente o asentamiento por lo tanto en condiciones prácticas de equilibrio. Reológicamente, el valor soporte corresponde a un esfuerzo comprendido entre los valores de fluencia real y máximo, que no permita llegar a la fluencia plástica verdadera que implica la condición de falla.

Como ejemplo citaremos el método recomendado en 1943 por el Comité del Highway Research Board para el diseño de pavimentos asfálticos destinados a cargas pesadas, basado en ensayos de carga en estructuras de ensayo.

El criterio seguido es que la estructura resista la carga prevista sin asentamientos mayores de 0,2 pulgadas (5 mm.) y que la repetición de ciclos de carga y descarga un gran número de veces no disminuya la resistencia por fatiga, permitiendo asentamientos mayores de 0,5 pulgadas (12,5 mm.). Se aplica lentamente la carga necesaria hasta una deformación bajo carga de 0,1 pulgada (2,5 mm.) y se mantiene la misma hasta que la velocidad de deformación decreciente alcance el valor de 0,001 pulgada/minuto (0,025 mm./minuto), se lee la deformación total y retira la carga. Ello produce una recuperación instantánea seguida de otra función del tiempo, la que se da por terminada cuando su velocidad decreciente llega al mismo valor mínimo mencionado. La deformación permanente restante es el asentamiento.

Reológicamente para que el material posea una velocidad de deformación a carga constante decreciente y alcance un límite tan pequeño (con carpeta de 50 mm de espesor la velocidad unitaria sería de 10^{-6} seg.⁻¹), es necesario que la carga no sobrepase su valor de fluencia máxima f'' . Las deformaciones permanentes son del orden del 75 por ciento de las totales, la existencia de deformaciones elásticas y elásticas-retardadas indica que no se ha llegado al período de fluencia plástica pura. En consecuencia, la carga aplicada está entre el límite de fluencia real f' y máximo f'' , pero más cercana a este último.

Para la determinación del "valor soporte" pueden emplearse los métodos de placa de carga o del cono empleados en la Mecánica de los Suelos. Nijboer ha medido el valor soporte de mezclas finas por dichos métodos, a 50°C se observa con la carga de placas correspondiente al valor soporte una rápida deformación inicial, luego decrece con

el tiempo, se considera en equilibrio cuando la velocidad alcanza a 0,02 mm./minuto que se mantiene por lo menos 8 minutos. Los valores hallados para un mismo agregado son de 10 a 35 kg./cm.² al variar la penetración del betún de 180-200 hasta 20-30. Para cargas mayores al valor soporte el material se deforma a velocidad constante para cada carga, se obtiene así un verdadero diagrama reológico (fig. N° 7).

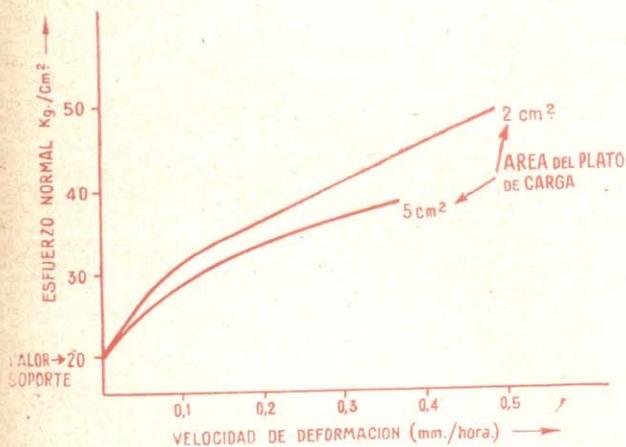


Figura 7

Velocidad de deformación y carga de placa (Nijboer).

El diagrama reológico en cualquier tipo de esfuerzo puede ser trazado midiendo la velocidad de deformación en el período de fluencia plástica con distintos esfuerzos, es decir el coeficiente angular en el período de velocidad constante en las curvas deformación-tiempo (B hasta C, figura N° 4). Representando gráficamente los coeficientes angulares frente a los esfuerzos se obtiene una recta que corta el eje de esfuerzos en el valor de fluencia teórico.

El autor empleó este camino para trazar el diagrama reológico de mezclas tipo lámina asfáltica en compresión simple a cargas y temperaturas constantes. Recientemente Mack determina su llamado "valor soporte", que tiene el sentido de un valor de fluencia máximo, como la carga donde la velocidad de deformación sufre una inflexión, por pasar del período A-B (fig. N° 4) intermedio elástico-plástico al B-C de verdadera fluencia plástica.

En algunos ensayos empíricos de estabilidad se ha introducido claramente el sentido reológico. Por ejemplo, Taylor modifica el clásico ensayo de Hubbard-Field, midiendo la carga mínima que causa una continua deformación de la probeta (es decir, el sentido de un valor de fluencia) en vez de la carga necesaria para mantener una velocidad fija como en el ensayo original.

Es necesario tener presente, que la proporción de betún asfáltico que determina los valores mayores de "valor soporte" para un determinado agregado, es siempre más pequeña que la necesaria en una mezcla correctamente dosificada, es decir proyectada teniendo en cuenta todas las propiedades necesarias para un buen comportamiento práctico y en particular su flexibilidad y duración. Por esta razón es ya un axioma en la dosificación, elevar el porcentaje de asfalto todo lo posible sin comprometer la resistencia a la fluencia plástica de que es capaz el agregado disponible y que exige las características del tránsito. El simple criterio de máximo "valor soporte" llevaría a una mezcla tendiendo a rígida, es decir sacrificando la propiedad básica que caracterizan los pavimentos asfálticos: su flexibilidad.

15.— Si se acepta que en última instancia la llamada resistencia al corte (R_c) de una mezcla asfáltica es la que se opone al esfuerzo deformante aplicado, su determinación

experimental es una medida de la resistencia a la deformación de las mismas.

Objetivamente la resistencia al corte es la resistencia del material al desplazamiento tangencial bajo la acción de esfuerzos de corte (τ). Ella es función del esfuerzo normal aplicado (σ) y se distingue una parte friccional función de σ y otra independiente del esfuerzo normal y preexistente en el material, la cohesión (c). Se tiene:

$$R_c = \sigma \operatorname{tg} \phi + c$$

La resistencia del material queda definida así por los valores de la cohesión y el ángulo de fricción interna, los que determinan la magnitud de la resistencia al corte para cada esfuerzo normal.

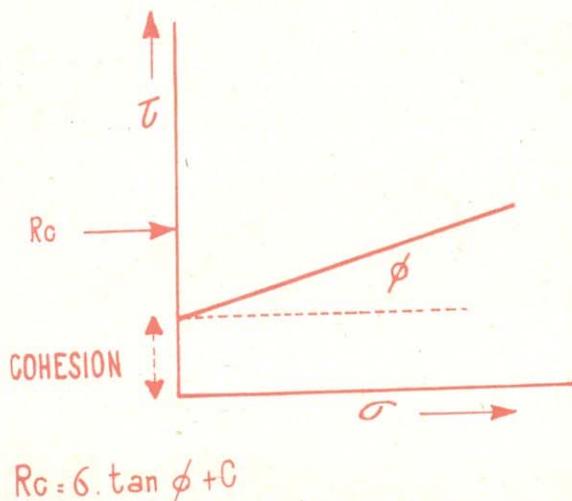


Figura 8

Para la determinación de la cohesión y ángulo de fricción interna de las mezclas asfálticas se emplea el ensayo triaxial derivado del estudio de los suelos. Una probeta cilíndrica es sometida a un esfuerzo normal (σ_v) rodeada de una cámara líquida cerrada, el material se comprime primero rápidamente, luego con menor velocidad y por último cesa. Paralelamente la presión de la cámara lateral gradualmente crece y llega a un valor constante (σ_h). En este momento el material está en equilibrio bajo la influencia de la carga vertical y la presión lateral desarrollada. Un incremento de la presión normal (σ_v) determina nueva deformación hasta que la presión lateral alcanza un nuevo valor de equilibrio (σ'_h), y así sucesivamente.

Los resultados obtenidos se representan en base al método de Mohr (fig. N° 9). La envolvente representa la línea de falla por fluencia plástica, su ordenada en el origen es la cohesión y el coeficiente angular la tangente del ángulo de fricción interna. En ordenadas se tienen los valores de la resistencia al corte a los distintos juegos de σ_v y σ_h . El primer círculo de Mohr con $\sigma_h = 0$ corresponde a la resistencia a la compresión sin confinar; del lado negativo ($\sigma_h < 0$) se tiene el círculo tangente al eje normal y a la envolvente que corresponde a la resistencia a la tracción que posee todo material con cohesión.

Al margen de este ensayo de equilibrio, se puede trazar un diagrama dinámico. Desde distintas posiciones de equilibrio se determina una caída graduada de σ_h en forma de obtener una velocidad de deformación vertical constante. En estas condiciones dinámicas la resistencia del material es mayor que en equilibrio y crece con el aumento de la velocidad de deformación, lo que demuestra que el incremento se debe a la resistencia viscosa del ligante.

De acuerdo con Nijboer se pueden describir así todas las propiedades plásticas de las mezclas asfálticas por medio de un ángulo de fricción interna, una resistencia inicial

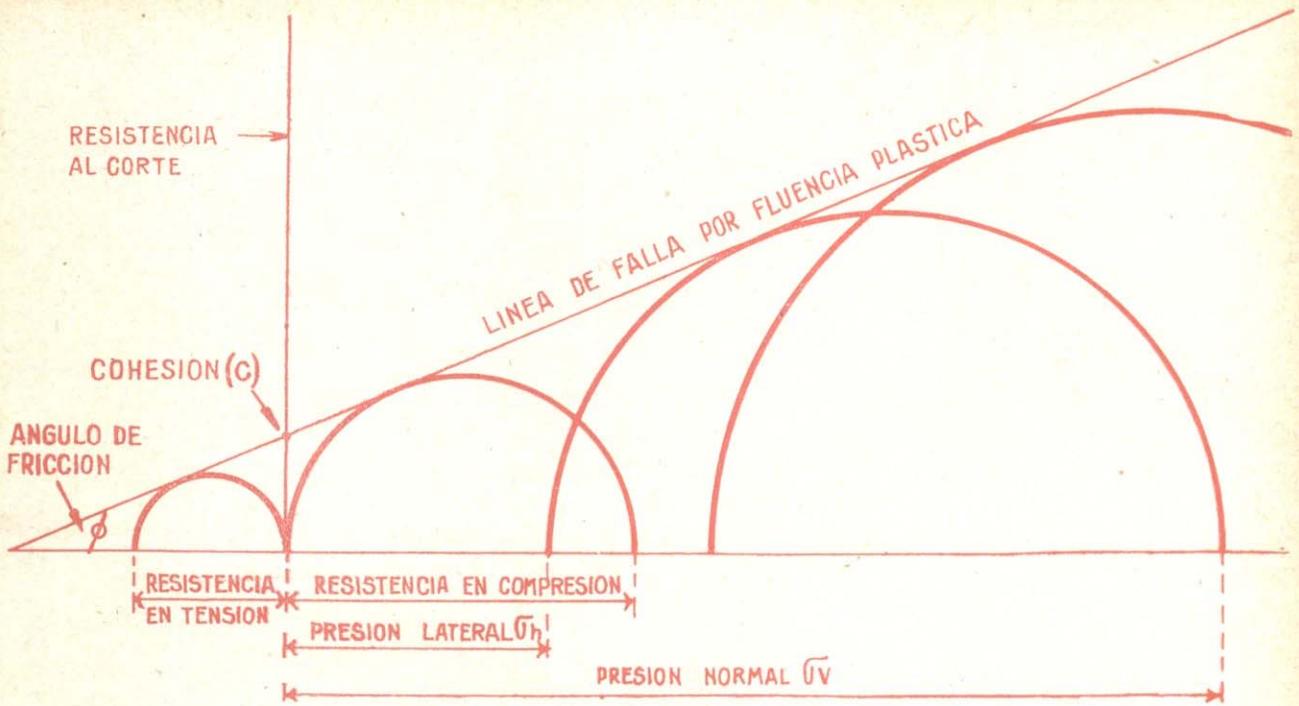


Figura 9

Resultados del ensayo triaxial por el diagrama de Mohr. Determinación de la cohesión y ángulo de fricción interno.

(cohesión) y una resistencia viscosa (viscosidad de masa) función de la viscosidad del ligante, de la influencia del agregado (ver apartados 7 y 8) y de la velocidad de deformación. Dicha resistencia viscosa se anula cuando la velocidad de deformación es cero (estado de equilibrio).

La condición de equilibrio en el ensayo triaxial debe guardar relación con el "valor soporte" reológicamente considerado. La teoría de Prandtl calcula la resistencia de un material plástico semi-infinito en condiciones de equilibrio con la carga, en base a la resistencia inicial cohesiva (c) y el ángulo de fricción interna ϕ . El valor soporte de Prandtl (σ_p) resulta igual a la cohesión por una función del ángulo de fricción interna $f(\phi)$, que crece rápidamente con el valor de ϕ

$$\sigma_p = c \frac{1}{\operatorname{tg} \phi} \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} e^{\pi \operatorname{tg} \phi} - 1 \right) = C. f(\phi)$$

donde e es la base de logaritmos naturales, $\pi = 3,1416$.

El valor de la $f(\phi)$ es 20 para un $\phi = 30^\circ$, crece a $f(\phi) = 71$ para $\phi = 40^\circ$, lo que muestra el papel básico de ϕ en la magnitud del valor soporte.

Nijboer ha comparado los valores experimentales del valor soporte determinado por el método del cono y plato de carga (apartado 14) con el calculado según Prandtl en base a la resistencia inicial y ángulo de fricción hallados en el ensayo triaxial con mezclas finas. La concordancia es perfectamente aceptable.

Otros investigadores han encarado también el problema de la determinación de la resistencia a la deformación en base a c y ϕ . McLeod por ejemplo, calcula el valor de la máxima carga vertical que el material puede resistir en equilibrio, es decir el esfuerzo principal en cualquier círculo de Mohr, aceptando en forma conservativa que el valor del soporte lateral adyacente a la zona cargada es igual a la resistencia a la compresión sin confinar. Su fórmula final es:

$$\text{Valor soporte (McLeod)} = \frac{4c}{1 - \operatorname{sen} \phi} \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}$$

El "Asphalt Institute" utiliza directamente los valores de c y ϕ en su diagrama para juzgar el comportamiento de concretos asfálticos el que no necesita mayor comentario.

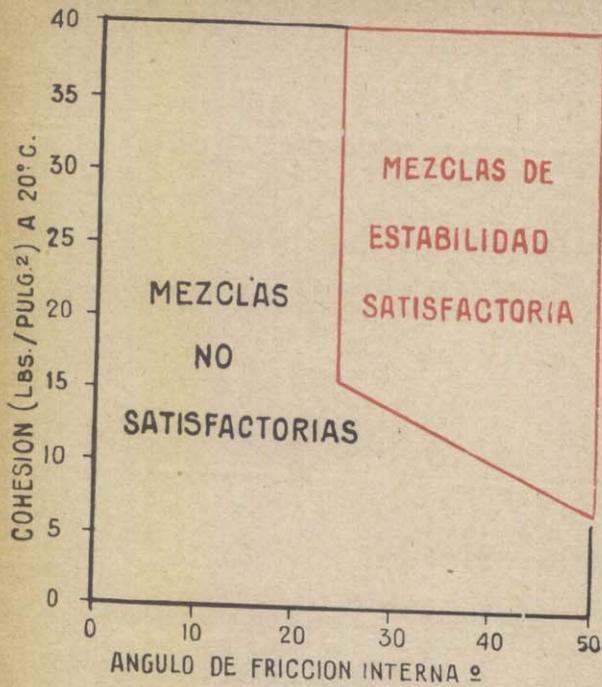
Cuando la velocidad de deformación es elevada la resistencia opuesta por la mezcla crece marcadamente por arriba del valor soporte por sumarse la resistencia viscosa del ligante. Este incremento es desde el punto de vista práctico útil para las cargas dinámicas que alcanzan mayores intensidades que las estáticas. Debe ser considerada como una reserva suplementaria al valor soporte, cuya magnitud es la básica para juzgar la resistencia de la mezcla.

El principio del ensayo triaxial fué usado ya en 1935 por Hveem empíricamente en su "estabilómetro". Una probeta compactada del material es sometida a una carga vertical creciente hasta alcanzar 400 lbs/pulg² (28 kg/cm²) de manera que la velocidad de deformación sea de 0,05 pulg./minuto (1,25 mm/minuto). La probeta está rodeada por una cámara con líquido que recibe la presión lateral desarrollada, esta se refiere a una escala arbitraria cuyo cero corresponde al estado líquido (presión vertical igual a la horizontal) y el 100 al estado sólido rígido (presión horizontal prácticamente nula).

La carga vertical aplicada se considera como la máxima producida por el tránsito, la correlación con el comportamiento práctico muestra que un valor de estabilidad Hveem de 30-35 es el límite de separación entre los pavimentos que fallan por fluencia plástica y los estables.

Con el tipo de ensayo triaxial "abierto" operando con presión lateral aplicada y velocidad de deformación fija, Goetz llama "estabilidad triaxial" a la diferencia entre las presiones vertical y horizontal, esta estabilidad crece lógicamente con el valor de la presión lateral impuesta.

16. — En los últimos 50 años se han propuesto una larga serie de ensayos mecánicos para medir la llamada "esta-



Carta del "Asphalt Institute". Para clasificar mezclas de concreto asfáltico en base al ensayo triaxial.

bilidad" de las mezclas asfálticas que hemos definido en el apartado 13. Su origen deriva de la necesidad práctica de disponer de un medio para prever la resistencia al desplazamiento de un determinado material, dado que se producen fallas aún con mezclas que responden a las clásicas exigencias de granulometría y porcentaje de asfalto establecidas en las especificaciones de construcción.

Algunos de estos ensayos de estabilidad derivan de las clásicas pruebas de compresión, tracción y flexión utilizadas en la valoración de materiales rígidos como el hormigón y mortero de cemento portland. Otros han sido creados teniendo presente las propiedades de las mezclas asfálticas, se han utilizado pruebas de corte, punzonado, extrusión, etc en la más amplia variedad de condiciones de ensayo normalizadas. Un resumen de la literatura hasta el año 1950 preparado por Nepe registra más de un centenar de ensayos de estabilidad.

En estos ensayos empíricos no se pretende medir constantes físicas definidas del material, se expresa la estabilidad por una fuerza o un esfuerzo, se correlaciona el valor obtenido con el acusado por mezclas de pavimentos en servicio o experimentales, de bueno, intermedio y mal comportamiento práctico desde el punto de vista de sus desplazamientos laterales y longitudinales.

El uso de los límites de aceptación así establecidos fuera de lugar y condiciones en las que se ha determinado la correlación, implica siempre un riesgo. El comportamiento práctico puede depender de factores que no inciden o tienen menos peso relativo en el ensayo, en consecuencia existen en las condiciones de la zona donde se estudió la correlación, pero pueden existir o no en otros lugares y condiciones. Por esta razón se han mencionado opiniones contradictorias y muy personales sobre el valor práctico de los mismos.

Ya hemos mencionado que la deformación y falla por fluencia plástica de las mezclas asfálticas son función del esfuerzo, tiempo de aplicación y temperatura. Este último factor ha sido considerado en la gran mayoría de los ensayos de estabilidad, la tendencia es operar a la temperatura máxima registrada en las carpetas (60° C), en cambio al tiempo se le atribuye importancia secundaria y solo aparece en la exigencia de una velocidad de deformación o de carga determinada.

Los factores determinantes de la resistencia a la deformación, que hemos mencionado anteriormente, tienen distinto peso en los diferentes ensayos. Por ejemplo, en un ensayo a la compresión simple no existe confinamiento lateral que eleve la parte friccional de la resistencia al corte, en cambio en el ensayo por extrusión de Hubbard-Field el confinamiento lateral es total. El primero se realiza a temperatura ambiente, el segundo a 60° C, es decir donde la resistencia viscosa tiende a un mínimo. Es evidente que en los valores finales de ambos ensayos, el peso relativo de la resistencia friccional debe primar sobre la viscosa en el Hubbard-Field y la inversa en el de compresión. Por otra parte, en un mismo ensayo elevar la velocidad de deformación implica movilizar resistencia viscosa. Es pues evidente que conocer el valor de la carga que determina la fluencia plástica o la rotura en una condición arbitrariamente fijada, no basta para prever el comportamiento en las variadas condiciones que el tránsito impone, por ello debe tenerse bien presente que los resultados de la correlación con la práctica no son nada más que criterios de orientación, cuyo valor es tanto mayor cuanto más amplias han sido las condiciones de la experimentación práctica.

Por otra parte, conocer con las limitaciones indicadas la estabilidad de una determinada mezcla, implica fijar una característica *necesaria pero no suficiente* para valorar la calidad. Es necesario que la mezcla reúna las condiciones de durabilidad, flexibilidad, etc. tan importantes como la estabilidad para el comportamiento práctico. Ello lleva a la necesidad de no caer en la sobrevaloración de una característica, tal como lo ha expresado Rambelli en la VIII Reunión del Asfalto (1955).

17.—La necesidad práctica de establecer un criterio de calidad para las mezclas asfálticas es un problema difícil y solo cabe esperar una primera aproximación a su solución. El cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos ha encarado este problema y al considerar el conjunto de características que permiten establecer el criterio de calidad, fué necesario seleccionar un método para determinar una de ellas, la estabilidad. Por su simplicidad y posibilidad de uso en el contralor en obra, mereció preferencial atención el ensayo de estabilidad propuesto por Marshall cuya técnica de ensayo damos por conocida. Dicho cuerpo técnico realizó una experimentación de correlación con el servicio práctico, realmente exhaustiva, y por ello el ensayo Marshall tiene actualmente una situación de privilegio que justifica su amplia difusión.

Las razones indicadas nos llevan a considerarlo en capítulo separado, tratando de fijar claramente su valor y dentro de lo posible su sentido físico real.

METODO MARSHALL

18.—El criterio de calidad adoptado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Norteamericano se basa en considerar *armonicamente* determinadas características de probetas preparadas por un método de compactación dinámico (por golpes) que llevan al material a un peso específico análogo al que tendrá la mezcla bajo la acción del tránsito (compactación de tránsito anticipado). Las cargas del tránsito las avalúa por la presión de inflado de las cámaras neumáticas. Esto es muy importante dado que las propiedades de la mezcla compactadas son función del grado de densificación alcanzado y forma de compactación.

El método de dosificación, para obtener la mejor mezcla con un dado agregado (cuyas características granulométricas determinan el tipo de mezcla), se basa en el trazado de las curvas de peso específico, porcentaje de "densidad" obtenida con respecto a la teórica libre de vacíos o sea la determinación de los vacíos finales de la mezcla, estabilidad y fluencia Marshall, todas en función de distintos porcentajes de asfalto. En las mismas se busca el porcentaje de asfalto que con una fluencia menor de 20 centésimos de pulgada y vacíos del orden de 4-5 por ciento, acuse el máximo de peso específico. Al mismo corresponde una cierta estabilidad generalmente en la parte descendente de la curva estabilidad asfalto.

Con agregados de granulometría graduada las curvas de peso específico, vacíos y estabilidad en función del contenido de asfalto acusan en forma neta un pico máximo, esto no sucede con agregados de deficiente graduación y la determinación del contenido óptimo de asfalto es más aleatoria. Establecido el óptimo porcentaje de asfalto la mezcla debe responder a las siguientes exigencias:

Determinaciones	Presión de inflado	
	Hasta 100 lbs./pulg. ²	De 100 a 200 lbs./pulg. ²
1) Vacíos (diferencia entre "densidad" teórica y real)	de 3 a 5 %	de 4 a 6 %
2) Vacíos del agregado total ocupados por el asfalto	de 75 a 85 %	de 78 a 82 %
3) Fluencia Marshall ...	Máx. 20 (1/100")	Máx. 16 (1/100")
4) Estabilidad Marshall ..	Mín. 500 lbs.	Mín. 1.000 lbs.

Las exigencias 1) y 2) derivan de la clásica "teoría de los vacíos" para las mezclas asfálticas. Se pide que reste un determinado espacio libre de partículas y asfalto para contribuir a la durabilidad, teniendo en cuenta que ésta es afectada por el exceso de vacíos y porque la resistencia mecánica se reduce cuando los mismos tienden a cero. Por otra parte, se asegura la riqueza en betún relacionándola con el llenado de los vacíos del agregado total que existen en la mezcla.

Las exigencias 3) y 4) son una medida de la resistencia mecánica de la mezcla frente a los esfuerzos deformantes, a estas últimas nos referiremos especialmente dado el tema aquí tratado (apartado 20 y siguientes).

Por último, surge con toda evidencia, que cuando un dado agregado total con el óptimo de asfalto no responde a las exigencias, es necesario reemplazarlo total o parcialmente o modificarlo.

19. — Mejorar las propiedades del agregado que son decisivas para obtener mezclas de aceptable estabilidad y fluencia Marshall con el contenido óptimo de asfalto, constituye un problema común y de gran importancia económica en nuestro país para lograr el mayor uso posible de los materiales locales.

A nuestro juicio la experiencia práctica y de laboratorio permite establecer los principios generales que pueden orientar al proyectista, estos son:

a) En las mezclas de concreto asfáltico el rol de la fracción gruesa retenida en el tamiz N° 10 es la fundamental. La estructura granular aportada por ella es determinante en la resistencia a la deformación; ella depende de la cantidad y calidad del mismo. Para obtener dicha estructura granular y al mismo tiempo una mezcla cerrada y trabajable, el volumen aparente del mortero asfáltico (agregado fino, filler y betún) debe ser ligeramente superior a los vacíos del agregado grueso. En proporción inferior al 40 por ciento en peso de fracción gruesa, contribuye poco a la estabilidad propia del mortero asfáltico y superior al 60 por ciento conduce a mezclas poco trabajables y más abiertas. La forma angular de los agregados de trituración y la rugosidad superficial son factores decisivos en la estabilidad final. La trituración de las gravas mejora mucho sus características propias.

b) En las mezclas finas de lámina asfáltica (sheet-asphalt) o arena-asfalto, la forma de las partículas es el factor básico en la estabilidad. La incorporación de arenas de trituración a las naturales de grano redondeado y liso las mejora notablemente. Cuando se dispone solamente de arenas de baja estabilidad propia, se propone con carácter de sugerencia a verificar por la experiencia práctica, el recubrimiento de los granos con una lechada de cemento portland para aumentar su rugosidad superficial.

c) Cuando se dispone de agregados finos de alta estabilidad inherente y en cambio solo de gravas de superficie lisa y forma redondeada como agregado grueso, el porcentaje de este último no debe pasar de 40 por ciento.

d) En el caso inverso de c), debe tenderse al máximo de agregado grueso, compatible con el cerrado de la mezcla.

e) El fin básico de las curvas granulométricas de los agregados grueso y fino combinados es reducir sus vacíos a un grado mínimo. Una desviación a las mismas es seria cuando determina un alto porcentaje de vacíos. Agregados con alto porcentaje de vacíos exigen alto contenido de ligante y esto solo es aconsejable cuando el agregado tiene elevada estabilidad propia. La mejor solución es reducir los vacíos del agregado por cambio de proporciones o naturaleza de sus componentes.

f) La reducción de vacíos del agregado mineral del caso e), o bien cuando la estabilidad es baja, por agregado de un exceso de fillier, es una solución solo aparente (ver apartado 27).

g) El uso de betunes asfálticos de menor penetración eleva poco la estabilidad. Un incremento mayor se consigue con penetraciones inferiores a 30, lo que no es aconsejable por su excesiva rigidez.

h) El contenido de betún asfáltico, expresado por la proporción de vacíos del agregado ocupados por el betún, debe tender al máximo cuando es necesaria mayor flexibilidad de las carpetas. Esta necesidad es función de la rigidez de la base, por ejemplo cuando cabe esperar deflexiones grandes (bases pobres) o movimientos (carpetas de recubrimiento de pavimentos de hormigón o adoquines).

20. — El ensayo de estabilidad Marshall se realiza a 60° C y es en esencia un ensayo de compresión diametral con confinamiento parcial, determinado por la forma particular del molde de prueba que abraza en parte a la probeta. La disposición de los planos de rotura que se aprecia prácticamente, así como las deducciones de la teoría desarrollada por Van Iterson sobre la distribución de esfuerzos en una probeta cilíndrica sometida a compresión diametral, confirman lo expresado. El grado de confinamiento es pequeño, las experiencias de Goetz por correlación con el ensayo triaxial, permiten establecer que es del orden que corresponde a una presión lateral de 10 lbs/pulg.² (0,07 kg/cm²).

La fuerza aplicada es la necesaria para mantener una velocidad de desplazamiento de la mitad superior del molde constante e igual, 2 pulgadas/minuto, hasta llegar a la carga máxima donde el material falla por fluencia plástica. La fuerza máxima aplicada expresada en libras es la "estabilidad Marshall", la deformación diametral en el momento de la carga máxima, medida en 1/32 ó 1/100 de pulgada, es la "fluencia Marshall". Si después de alcanzar la carga máxima se continúa la aplicación de la fuerza, prosigue la deformación y se llega a la rotura, ésta coincide con la fluencia Marshall sólo con mezclas pobres.

La velocidad de deformación por unidad de diámetro es elevada, para una fluencia Marshall máxima de 20 (1/100") (5 mm.) la deformación unitaria es de 0,05 y se cumple en 6 segundos, o sea una velocidad de deformación unitaria de 8×10^{-6} seg.⁻¹ valor intermedio del que corresponde a las cargas estáticas y dinámicas del tránsito.

21. — El gráfico esfuerzo-deformación es similar al de la figura N° 5, muestra un primer período lineal de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, luego estas últimas crecen y es necesario menor incremento de fuerza para mantener la velocidad de desplazamiento constante, se inicia en este momento la deformación lateral permanente, este período conduce al momento de carga máxima (estabilidad Marshall), y a la deformación (fluencia Marshall). Si se continúa el ensayo, la fluencia plástica determina un nuevo período de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones a velocidad de deformación constante y termina con la rotura.

Reológicamente considerada, la estabilidad Marshall se obtiene al iniciarse el período de fluencia plástica pura

de fricción interna corresponde a un 40-65 por ciento de gruesos sobre el agregado total. La forma angular de las partículas de los agregados de trituración determina mejores estabilidades y más altos ángulos de fricción interna que las partículas redondeadas de grava o arena naturales en igualdad de otros factores.

A nuestro juicio existe suficiente evidencia para aceptar al ensayo de estabilidad Marshall como un índice revelador de la calidad de un agregado sin temor que la resistencia viscosa pueda enmascarar los resultados.

26. — Con arenas naturales de bajo valor friccional empleadas para dosificar mezclas finas del tipo "arena-asfalto", el límite máximo de fluencia Marshall se alcanza con bajos porcentajes de betún (aproximadamente 6 por ciento) y con estabilidades reducidas. Esto ha sido interpretado a veces erróneamente como un signo de exceso de asfalto y en consecuencia se ha tendido a dosificar reduciendo el ya bajo contenido de ligante.

En realidad, la alta fluencia y baja estabilidad obedecen a una misma causa, el reducido valor friccional y estructural del agregado mineral aún en su óptimo contenido de ligante. Disminuir este último conduce a mezclas pobres de corta vida útil.

27. — En el caso anterior si se pretende elevar la estabilidad incrementando el contenido de filler calcáreo o utilizando fillers de alto valor espesante como la cal hidratada, se llega sólo a una aparente solución del problema. La relación filler-betún se eleva, o sea la concentración en volumen del filler por unidad del sistema filler-betún pasa de su umbral crítico y su consistencia deja de ser viscosa, en consecuencia se disminuye la capacidad de deformación sin rotura (flexibilidad), existe tendencia al fisuramiento y desintegración.

Con este tipo de mezclas de elevado contenido de material que pasa el tamiz N° 200, se observa cierto comportamiento anormal según el criterio de calidad del Cuerpo de Ingenieros. El máximo de fluencia determina el porcentaje de asfalto óptimo, el pico de la curva de estabilidad lleva a exceso de fluencia, por esto se las considera mezclas críticas cuyo uso no es aconsejable (apartado 18).

La explicación del fenómeno debe buscarse en el hecho que en las mezclas normales compactadas el volumen del betún llena los vacíos del filler en su estado más suelto posible y ambos no ocupan totalmente los vacíos de la arena. En cambio, en estas mezclas críticas el betún no llena los vacíos del filler y éste a su vez colmata y aún sobrepasa los vacíos de la arena. Como resultado final la estructura de los dos tipos de mezclas son distintas.

En la primera, el sistema filler-betún ha recubierto durante el proceso de elaboración la superficie de los granos de arena y por el trabajo de compactación fluye hacia los vacíos quedando finas películas en los puntos de contacto. En los segundos el sistema filler-betún es poco fluido, el recubrimiento de los granos es imperfecto y durante la compactación se interpone entre las partículas que no llegan a formar así el verdadero esqueleto granular.

El criterio de la concentración crítica C_s del sistema filler-betún propuesto en 1943 por el autor, es conservativo de las propiedades viscosas del mismo, aun sacrificando algo la resistencia viscosa de la mezcla. Cuando se dispone de agregados de inherente estabilidad su utilización es racional. Frente al problema de la necesidad de utilizar agregados de baja estabilidad granular, aun sacrificando parcialmente otras propiedades de las mezclas, puede utilizarse criterios menos conservativos que el indicado. Por ejemplo, Wilhelmi propone usar una relación filler-betún que acuse una consistencia fija, medida por un punto de ablandamiento de 83°C. Ella corresponde según Ewers a un 20 por ciento de exceso de asfalto con respecto al necesario para llenar los vacíos del filler compactado, lo que significa elevar la concentración crítica.

Para el juzgamiento de la calidad y proyecto de las mezclas asfálticas, siguiendo el criterio del Cuerpo de Ingenieros, es oportuno tener presente también la relación filler-betún,

dado que la aplicación del mismo no es clara precisamente con las mezclas ricas en fracciones que pasan el tamiz N° 200; o bien con agregados de deficiente graduación con altos vacíos que se tienden a disminuir agregando más filler.

Por ello, es conveniente completar el criterio de calidad indicado en el apartado 18, con la exigencia de alguna relación entre el contenido de asfalto y fracción que pasa la malla N° 200, para asegurar la capacidad de formación sin fisuramiento necesaria para la flexibilidad de las carpetas asfálticas. Con criterio conservativo esta exigencia puede ser la concentración crítica C_s del autor; menos conservativo es aceptar un punto de ablandamiento máximo de 83°C para el sistema filler-betún. Se ha sugerido al doctor Pinilla, del L.E.M.I.T., un trabajo experimental en este sentido relacionando la concentración del filler en volumen en la mezcla filler-betún con su punto de ablandamiento y características reológicas, que den una medida de sus propiedades de valor práctico.

28. — Por último consideramos necesario aclarar que el criterio del Cuerpo de Ingenieros se basa en el comportamiento de los agregados y fillers normales. El uso de materiales con características particulares como conchilla, tosca, conglomerados calcáreos, etc., exige tener en cuenta sus propiedades diferenciales como alta absorción, capacidad de hinchamiento con el agua, fácil trituración durante la preparación de las mezclas y por acción del tránsito, etc.

La utilización de este tipo de materiales impone la necesidad de completar el criterio de calidad indicado con la experimentación necesaria para establecer la influencia de sus características particulares. Esto constituye un problema para cada material que escapa a los límites del tema de este trabajo y que ha sido considerado en varios trabajos de nuestros técnicos viales.

BIBLIOGRAFIA MENCIONADA EN EL TEXTO

- 1) CH. MACK. — Physical properties of asphalts in thin films Ind. and Eng. Chemistry, 49, 422, 1957.
- 2) C. L. RUIZ. — Sobre el comportamiento mecánico del sistema filler-betún. Public. Técnica N° 8 del L.E.M.I.T., 1943. I. Reunión del Asfalto 1946, Buenos Aires.
- 3) V. A. ENDERSBY. — The Analytic Mechanical Testing of Bituminous Mixes A.A.P.T. (Procc.) 11, 1940.
- 4) L. W. NIJBOER. — Plasticity as a Factor in the Design of Dense Bituminous Roads Carpets. Elsevier Publ. Co, 1948.
- 5) K. GOLZ. — Resistencia y densidad de las probetas de laboratorio con agregados finos y alquitrán o betún. Asphalt u. Teer. 41 (11), 131, 1941; (12), 141; (13), 151.
- 6) R. N. J. SAAL. — Rheological Investigation of Asphaltic Bitumen in Connexion with its Chemical Applications. J. Inst. of Petrol. 34, 69, 1948.
- 7) C. L. RUIZ. — Teoría de la estructura y deformación de las mezclas asfálticas. Public. Tecn. N° 9, del L.E.M.I.T. 1945, II Reunión del Asfalto 1947, Buenos Aires.
- 8) CH. MACK. — Theory of the Deformation Mechanism and Bearing Strength of Bituminous Pavements. A. A. P. T. (Procc.), 23, 1954.
- 9) N. H. TAYLOR. — The Design and Testing of Asphalt Paving Mixtures J. Soc.Chem. Ind. 51, 415 T, 1932.
- 10) N. MCLEOD. — The Design of bituminous Mixtures with Curved Mohr Envelopes A. A. P. T. (Procc.), 22, 242, 1953.
- 11) S. L. NEPPE. — Mechanical Stability of Bituminous Mixtures: a summary of the literature. A. A. P. T. (Procc.), 22, 383, 1953.
- 12) J. M. GRIFFITH. — Research Report N° 7, Symposium on Asphalt Paving Mixtures. Highway Research Board.
- 13) The Marshall Method for the Design Control of Bituminous Paving Mixtures. 1949.
- 14) F. K. Th. VAN ITERSOM. — Plasticity on Engineering. Toronto, 1947. Citado en A.A.P.T. 20, 232, 1951.
- 15) W. H. GOETZ. — Comparison of Triaxial and Marshall test results. A.A.P.T. (Procc.), 20, 200, 1951.
- 16) R. VOKAC. — Compression Testing of Asphalt Paving Mixtures. A.S.T.M. (Procc.), 36, 552, 1936.
- 17) N. EWERS. — Bases Constructivas de las Carpetas Bituminosas de calidad Superior. Asphalt u Teer N° 16 y sig. 1935.
- 18) R. WILHELMI. — Citado en 17).
- 19) D. F. FINK y J. A. LETTIER. — Viscosity Effects in the Marshall Stability Test. A.A.P.T. (Procc.), 20, 246, 1951.
- 20) W. S. HOUSEL. — Internal Stability of Granular Materials. A.S.T.M. (Procc.), 36, 426, 1936.
- 21) A. R. LEE y A. H. D. MARWICK. — The Mechanical Properties of Bituminous Surfacing Material under Constant Stress, Soc Chem. Ind. 56, 146 T, 1936.
- 22) E. C. BINGHAM. — Fluidity and Plasticity. Mc Graw Hill 1922.



*Trabajo presentado al
1er. Congreso de Profesionales
de la Ingeniería de Entre Ríos*

Las Comunicaciones con la Mesopotamia

Por el Ing. Civil MARCELO J. ALVAREZ

INTRODUCCION

EL colosal abrazo de los ríos Paraná y Uruguay ahoga el desarrollo económico de la Mesopotamia Argentina, una de las zonas privilegiadas del país.

Si descartamos de toda consideración el problema de las comunicaciones permanentes con las repúblicas del Paraguay, Brasil y Uruguay, de indudable transcendencia internacional, y nos limitamos al panorama argentino, concluimos que el aislamiento de la Mesopotamia, al afectar profundamente la riqueza potencial encerrada en los ciento noventa y cinco mil kilómetros cuadrados de su superficie, repercute sensiblemente en la economía nacional y reclama urgentes y eficaces medidas para solucionar integralmente el problema.

Los cuatro mil kilómetros del río Paraná oponen un formidable obstáculo a las comunicaciones terrestres. Aunque la disminución de las profundidades limita la navegación de alto calado hasta las proximidades de la ciudad de Paraná, por lo menos el río permite el aporte del cabotaje fluvial para facilitar el movimiento longitudinal de productos naturales y/o manufacturados en la zona de influencia del Litoral. En cambio, los caminos y ferrocarriles que cruzan transversalmente el país al llegar a las orillas del Paraná desvían su trazado y continúan en forma paralela al cauce, como si carecieran de fuerzas para intentar la aventura del cruce. Y así, a lo largo de aquella verdadera barrera líquida sólo

unos pocos pasos provistos por embarcaciones autopropulsadas facilitan la circulación contrastando su velocidad con los vehículos modernos, en tal proporción, que el trayecto fluvial representa ocho o nueve veces el recorrido terrestre.

A través de estas válvulas de escape se ha organizado un tránsito de cargas y pasajeros que alcanza hoy día ponderable significación aunque en su acrecentamiento conspiran dos factores fundamentales: el estado de las redes ferroviario-carreteras de la Mesopotamia, que deben ser equiparadas a las necesidades actuales y futuras y la vinculación permanente con las provincias del Litoral eliminando el inconveniente de la travesía fluvial.

El primero de estos problemas requiere la colaboración conjunta de los organismos específicos, nacionales y provinciales, basados en un programa racional adecuado a los intereses fundamentales de las provincias que integran la Mesopotamia.

El segundo presenta en la actualidad las mejores perspectivas como consecuencia de una serie de proyectos que paulatinamente han madurado el esbozo inicial ofreciendo perspectivas favorables para una solución definitiva. Consideramos que una breve exposición de aquellas iniciativas ofrecerá elementos de juicio suficientes para ubicar mejor el problema dentro del panorama general permitiendo conclusiones precisas en pro de su materialización integral.

PROYECTOS

1. Las balsas autom3viles:

El primer paso para mejorar de modo efectivo las comunicaciones entre la Mesopotamia y el Litoral, surge en el a1o 1928 con la inauguraci3n del servicio de balsas autopropulsadas entre las ciudades de Santa Fe y Paran1, primer eslab3n de una cadena cuyos restantes elementos lo constituyen las l3neas: Barranqueras - Corrientes; Puerto Ocampo-Bella Vista; Reconquista-Goya; San Javier-La Paz; Rosario-Victoria y Z1rate-Constanza.

Con excepci3n de los servicios entre Ocampo y Bella Vista y San Javier-La Paz, los restantes fueron incorporados posteriormente una vez que las estadísticas comprobaron la utilidad del primer establecimiento.

Entre Barranqueras (Chaco) y Corrientes el recorrido fluvial es de 10,3 Km que se hacen en una hora aproximadamente, m1s el tiempo requerido por la carga y descarga.

De Reconquista a Goya el viaje con balsa tiene una duraci3n de tres horas y media netas, dependiendo de la altura del r3o.

Entre Santa Fe y Paran1 las balsas recorren 25,5 Km en dos horas aproximadamente, excluidas las operaciones de atraque, lo que significa un promedio de 10 Km por hora, de suyo elocuente comparado con la velocidad de los veh3culos terrestres.

Desde Rosario a Victoria la traves3a demanda unas siete horas netas de viaje, con alturas del r3o normales, pues en ocasiones las bajantes obligan a modificar el recorrido y en ciertos casos a suspenderlo por falta de calado.

El tr1nsito de veh3culos y pasajeros entre Z1rate y Puerto Constanza se realiza en cuatro horas a trav3s de cuarenta y dos kil3metros de recorrido.

Las caracter3sticas de las balsas autom3viles utilizadas en estos servicios limitan las cargas por eje hasta unas cinco toneladas, existiendo adem1s otras restricciones seg3n el ancho y largo de los veh3culos y tipo de cargas: combustibles l3quidos, animales, etc.

Estas son a grandes rasgos las caracter3sticas de los cinco 3nicos cruces que a trav3s de cuatro mil kil3metros permiten la circulaci3n transversal de los veh3culos, es decir, uno cada ochocientos kil3metros de l3mites interprovinciales.

Si se compara tal situaci3n con las provincias mediterr1neas servidas por caminos y ferrocarriles que atraviesan profusamente sus l3mites, resulta justificado el reclamo de los habitantes de la Mesopotamia en pro de un substancial mejoramiento de las comunicaciones con el resto del pa3s.

Entendi3ndolo as3 surgieron con posterioridad al primer intento otras iniciativas que iremos describiendo en 3rden m1s o menos cronol3gico.

2. Proyecto del Dr. Atanasio Eguiguren:

Este legislador entrerriano propici3 en mayo de 1936 el estudio de un puente o t3nel a trav3s del r3o Paran1 ubic1ndolo sobre la recta que une el centro geogr1fico de la Rep3blica, aproximadamente en la intersecci3n del meridiano 65° con el paralelo 35° y el centro geogr1fico de la Mesopotamia, que sit3a cerca de Curuz3-Cuat3 (Prov. de Corrientes). Dicha l3nea corta el r3o Paran1 cerca de las ciudades de Santa Fe y Paran1. De aqu3 su preferencia por el emplazamiento de la obra entre las dos capitales.

3. Proyectos del Ing. Luciano Micheletti:

En el a1o 1937 el ingeniero Micheletti public3 un estudio sobre las posibilidades de construir un puen-

te sobre el r3o Paran1 como soluci3n al problema de la intercomunicaci3n con la Mesopotamia.

El an1lisis de los distintos factores vinculados al proyecto de una obra de esa envergadura indujo al autor a situar su emplazamiento en la secci3n comprendida entre la ciudad de Santa Fe y Puerto San Mart3n, analizando dos posibles situaciones favorables: una, la l3nea Santa Fe-Colastin3-Paran1; y otra partiendo de Jes3s Mar3a —6 Km al Norte de Puerto San Mart3n— hasta la secci3n de camino Diamante-Victoria, de la provincia de Entre R3os.

El primer trazado se iniciaba en la cabecera Este del puente colgante sobre la laguna Set3bal, continuando cinco kil3metros por el terrapl3n de la ruta nacional N° 168 (entonces sin pavimentar) para desviar hacia el r3o Colastin3, cruz1ndolo cerca del viejo puerto con un puente de unos 400 m de luz. De all3 segu3a paralelamente al cauce del r3o Tiradero Viejo hasta un punto de la isla Santa C1ndida, ubicado casi frente a las aguas corrientes de Paran1. El cruce del r3o lo proyect3 con un puente de unos 1.500 m de luz, constituido por un tramo de 700 m en el canal navegable a una altura de 25 m sobre las m1s altas crecientes. El resto lo constitu3a una estructura de ocho tramos de luces iguales a 100 m cada uno.

La longitud del camino proyectado desde el puente suspendido hasta la ribera entrerriana resultaba igual a 23 Km aproximadamente.

El segundo trazado arrancaba de Jes3s Mar3a, poblaci3n de la provincia de Santa Fe situada a 34 Km al Norte de Rosario y donde el cauce principal del r3o Paran1 se recuesta sobre la costa santafesina configurando una secci3n profunda y regular. Un puente de 750 m de luz fu3 proyectado en ese lugar con viaductos de acceso de 500 metros de longitud, siguiendo un camino sobre la zona de islas en direcci3n al noroeste hasta llegar al Rinc3n del Doll, donde con un puente de 100 m de luz se cruzaba a la costa de Entre R3os, para empalmar con el camino Paran1-Diamante-Victoria. La longitud total de proyecto resultaba igual a 36 Km.

Como variante propuso la construcci3n de un atracadero en la costa derecha del r3o Paran1, con lo cual el recorrido fluvial quedaba limitado a un trecho de 5 Km aproximadamente rodeando la extremidad sur de la isla Puente.

En una conferencia pronunciada en 1952 el Ing. Micheletti analiz3 nuevamente la cuesti3n comparando las posibilidades t3cnico-econ3micas para construir un puente o un t3nel a trav3s del r3o Paran1.

En tal oportunidad se mostr3 inclinado al emplazamiento de la obra sobre el trazado Santa Fe-Paran1 analizando dos posibles soluciones: la primera, similar a la prevista en su trabajo anterior, o sea un puente sobre el cauce principal y un camino cruzando las islas Timb3 y Santa C1ndida; la segunda un t3nel de trazado lineal entre Santa Fe y Bajada Grande (Entre R3os) tambi3n de car1cter mixto: conductos subfluviales en los cauces principales y en el resto un viaducto sobre la zona de islas, considerando que dicho trazado es casi normal a la direcci3n de la corriente.

De la ponderaci3n de los distintos factores que concurren para una correcta comparaci3n econ3mica de ambas soluciones, a saber: longitud de las obras; eficiencia; flexibilidad y capacidad de tr1nsito por cada trocha; costo y duraci3n de los trabajos; gastos de explotaci3n y seguridad bajo el aspecto militar, el ingeniero Micheletti estim3 de mayor peso las que favorec3an la soluci3n puente.

4. Proyecto del Dr. Pío Pandolfo.

En el año 1938 el diputado nacional santafesino doctor Pío Pandolfo, presentó al Congreso de la Nación un proyecto de ley para estudiar una comunicación carretero-ferroviaria entre las ciudades de Santa Fe y Paraná.

El trazado propiciado arrancaba en el puente colgante sobre la laguna Setúbal (lado Santa Fe) siguiendo hacia el Este hasta las proximidades del viejo puerto Colastiné, cruzaba el río con un puente, continuaba por las islas Timbó y Santa Cándida, llegando al río Paraná frente al edificio de Aguas Corrientes de la ciudad de Paraná. En dicho lugar debía construirse otro puente de 1.500 m de luz cuya altura en correspondencia con el cauce profundo debía permitir la navegación de todo tipo de embarcación.

En el proyecto se preveía, asimismo, la posibilidad de utilizar el primer tramo (Santa Fe-Colastiné) para acortar el recorrido de las balsas mediante la construcción de un atracadero sobre el río Colastiné.

5. Primer proyecto de la provincia de Entre Ríos.

Siguiendo los lineamientos de la iniciativa del Dr. Eguiguren, el gobierno de la provincia de Entre Ríos encaró en el año 1945 el estudio de la vinculación carretero-ferroviaria de la Mesopotamia, adoptando un trazado similar a los dos proyectos anteriores, es decir, puente colgante sobre la laguna Setúbal, ruta nacional N° 168, Colastiné, islas Timbó y Santa Cándida y cruce del río Paraná por un lugar próximo a las Aguas Corrientes de aquella ciudad.

El puente sobre el río Colastiné tendría una luz entre 450 y 500 metros y una altura libre sobre aguas medias de 10 m aproximadamente.

La estructura sobre el río Paraná constaba de un viaducto de 2.130 metros de longitud y un puente sobre el brazo principal de 800 a 900 m de luz, cuyas características debían cumplir las siguientes condiciones: permitir el paso de las embarcaciones de ancho y alto; fundación sobre las arenas terciarias a profundidades bajo el lecho no menores de 25 m; 30 m de altura libre sobre la crecencia extraordinaria del año 1929 y la menor alteración posible del régimen hidráulico.

El proyecto consideró también una solución de menor costo reduciendo la longitud del viaducto a 1.050 m y el puente sobre el cauce principal a 644 m de luz total, con menor altura y un tramo central levadizo o giratorio para la navegación de alta arboladura.

Como variante contempló la construcción de una vía terrestre aprovechando el camino existente hasta el nuevo atracadero en el río Colastiné, prolongándolo por las islas Timbó y Santa Cándida hasta la margen derecha del río Paraná, cuya travesía era confiada a las balsas automóviles.

6. Proyecto para acortar el recorrido de las balsas.

La instalación de las balsas automóviles satisfizo las necesidades de los usuarios durante los primeros años, hasta que el incremento del tránsito automotor fué paulatinamente saturando el servicio, y como consecuencia, largas caravanas de vehículos eran observadas día tras día esperando turno para cruzar.

La solución inmediata podía lograrse aumentando la cantidad de viajes diarios, lo cual requería mayor número de embarcaciones. No existiendo tal posibilidad y siendo además imposible incrementar la velocidad de las balsas, se estudió una tercera varian-

te: acortar el viaje fluvial mediante la construcción de obras apropiadas y la modificación de los clásicos recorridos. La primera variante se llevó a cabo en el servicio Santa Fe-Paraná, construyendo un atracadero sobre el río Colastiné, aguas abajo del viejo puerto, y un camino pavimentado de enlace con la ruta nacional N° 168. De tal modo se redujo el recorrido fluvial de 25,5 Km a 13 Km aumentando el viaje por tierra unos 10 Km aproximadamente.

Terminadas las obras a fines del año 1945 funcionaron solamente un par de meses, pues la notoria escasez de cubiertas y combustibles líquidos motivó un reclamo de los transportistas debido al mayor recorrido terrestre y en consecuencia, continuó utilizándose el primer itinerario.

Después de un compás de espera de varios años, se inician en 1953 una serie de trabajos llevados a cabo por Vialidad Nacional y la dirección de Obras Portuarias, que modificarían substancialmente los itinerarios de las balsas en la forma que pasamos a describir.

a) SERVICIO SANTA FE-PARANA

El proyecto consistió en la construcción de un camino pavimentado sobre las islas Timbó, Santa Cándida y Berduc siguiendo un trazado casi paralelo al río Tiradero Viejo, con lo que se aprovechó el dragado de su cauce para levantar la cota del camino por encima de mayores crecientes. Un atracadero para balsas automóviles en la margen derecha del río Paraná y obras de atraque para una balsa maroma en el río Colastiné completaron el esquema.

El dragado del Tiradero Viejo aportó cinco millones de metros cúbicos de arena distribuidos en una longitud de siete kilómetros aproximadamente. El pavimento fué construido después de nivelar el depósito de arena, variando las cotas de la calzada desde 8,50 m cerca de Colastiné, hasta 7,50 m en la ribera del río Paraná, lo que dió una revancha mínima de 0,50 m sobre la crecencia extraordinaria de 1905.

El atracadero en la isla Berduc para las balsas automóviles que cruzan el río Paraná, es similar a los construidos en otras partes.

El cruce del río Colastiné se hace con una balsa a cadena impulsada por motores eléctricos alimentados por un grupo generador de unos 150 H. P. La plataforma de carga mide 10 m por 43 m de largo y tiene una capacidad para 25 a 30 vehículos. La velocidad normal es de unos 70 m/minuto, lo que representa un tiempo para el cruce del río variable entre 7 y 8 minutos.

En resumen, la construcción de estas obras ha significado la reducción del viaje fluvial desde Santa Fe a Paraná (25,5 Km) al simple cruce de los ríos Colastiné y Paraná (5,5 Km). En oposición debe hacerse un recorrido terrestre de 17 Km que está ampliamente compensado por el menor tiempo empleado por las balsas y, lo que es más importante, el mayor cruce del río Colastiné y Paraná (5,5 Km). En oposición debe duplicado la capacidad de descarga del servicio fluvial.

b) SERVICIO ZARATE - PUERTO CONSTANZA

Entre Zárate y Puerto Constanza las balsas automóviles disimulan la discontinuidad de la ruta nacional N° 12, en un trecho de 42 Km que representan cuatro horas de viaje por el Paraná de las Palmas y el Paraná Guazú, más el tiempo de carga y descarga.

Circunstancias similares al servicio entre Santa Fe-Paraná obligaron a intentar una solución parecida, esto es, reducir el recorrido fluvial mediante la construcción de un camino por las islas y nuevas obras de atraque, lo que está en plena ejecución.

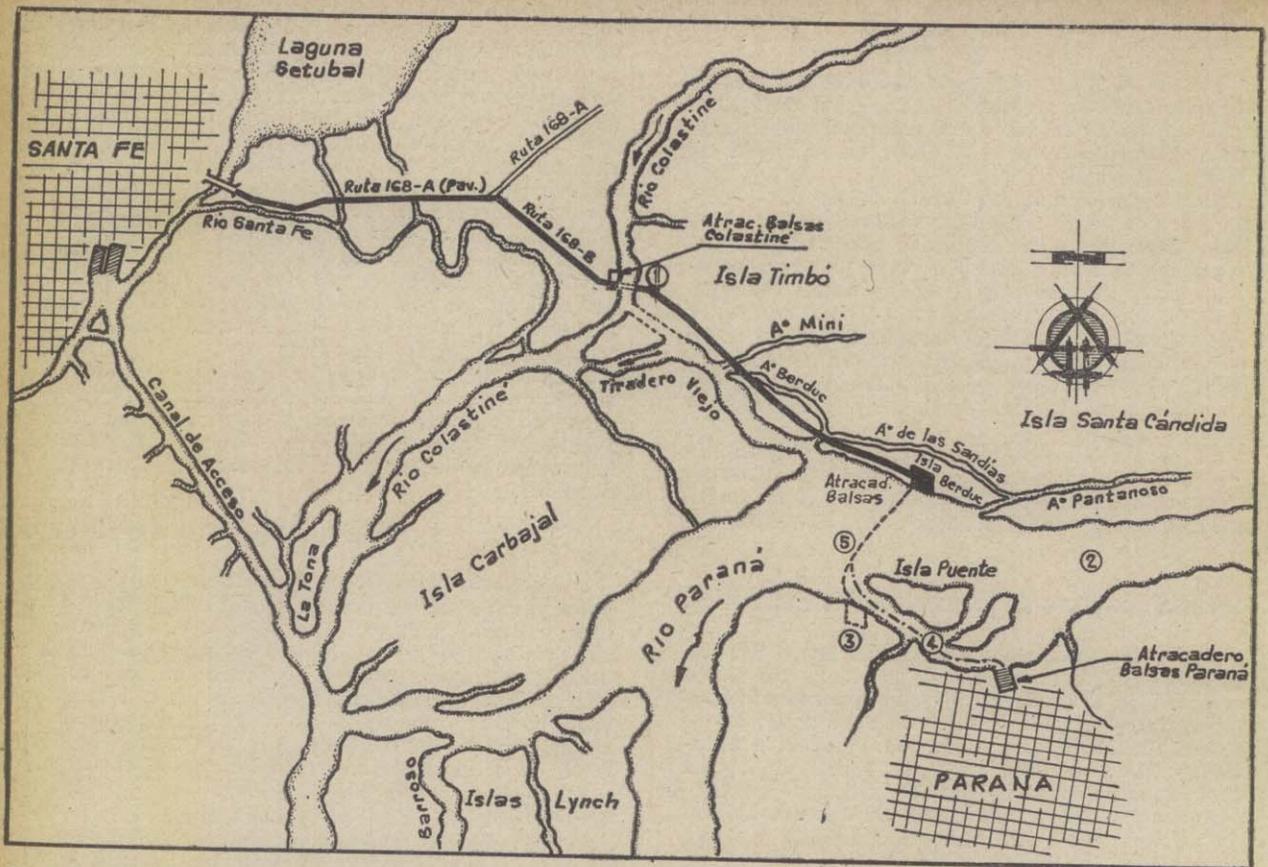


Figura 1: Trayecto Santa Fe - Colastiné - Paraná. Referencias: 1) Balsa a cadena. Probable ubicación del puente, sobre el río Colastiné. 2) Zona de emplazamiento de la futura comunicación a Paraná. 3) Atracadero de balsas sugerido, próximo a fábrica cemento portland San Martín. 4) Itinerario actual de las balsas - automóviles. 5) Itinerario reducido

La primera sección del camino se inicia frente al desembarcadero de Zárate, desarrollándose en una longitud de 24,6 Km hasta la confluencia del río Pasaje Talavera y el Paraná Guazú, donde se han construido los atracaderos para las balsas. La segunda sección arranca del atracadero en el Paraná Guazú hasta Puerto Constanza, donde empalma con la ruta nacional N° 12, después de un trayecto de 14,4 Km.

En resumen, los 42 Km de la vía fluvial quedarán reducidos a dos cruces citados: (Paraná Las Palmas y Paraná Guazú) de 600 a 1.500 m de largo aproximadamente y un recorrido terrestre de 39 Km, con lo cual se podrá reducir el viaje actual en unas dos horas, aumentando además el número de cruces diarios de las balsas.

c) SERVICIO BARRANQUERAS-CORRIENTES

La ruta fluvial de las balsas automóviles tiene un desarrollo de 10.300 m por el riacho Barranqueras y el río Paraná, empleándose en la navegación una hora aproximadamente, más el tiempo perdido por carga y descarga.

El limitado número de viajes ocasiona diariamente el congestionamiento del tránsito terrestre debiendo los vehículos perder mucho tiempo en esperas obligadas para cruzar de una a otra orilla.

El proyecto del acortamiento fluvial contempla la construcción de un camino de 9 Km de longitud que partiendo de la actual ruta pavimentada Resistencia-Barranqueras, continuará en dirección Noreste hasta unos 500 metros aguas arriba de la desembocadura del riacho Iné sobre el río Paraná. De esta

forma las balsas harán únicamente la travesía del Paraná siguiendo un trayecto de 3.200 metros en un tiempo de 15 minutos, compensándose holgadamente el mayor recorrido terrestre por la reducción del viaje en balsa y el incremento del número de travesías.

7. Proyecto del Puente Colastiné - Bajada Grande.

En el año 1948 una comisión de Viaidad Nacional estudió el trazado de un puente ferroviario-carretero entre el atracadero de balsas en el río Colastiné y Bajada Grande, vinculándolo con la ruta nacional N° 168 y la ciudad de Paraná, mediante sendas obras de acceso.

El puente tendría un largo aproximado de 6.000 m con dos secciones principales en los cauces de los ríos Colastiné y Paraná y un viaducto sobre las islas.

Se completó el estudio del trazado incluyendo un nuevo puente sobre la laguna Setubal y las perforaciones para la investigación del subsuelo entre Colastiné y Bajada Grande.

Posteriormente el estudio fué suspendido sin alcanzarse a delinear la solución definitiva y su costo probable.

8. Segundo proyecto de la provincia de Entre Ríos.

El estudio de los ingenieros Laucher, Altgelt y Vittori —publicado en 1955— contempla dos posi-

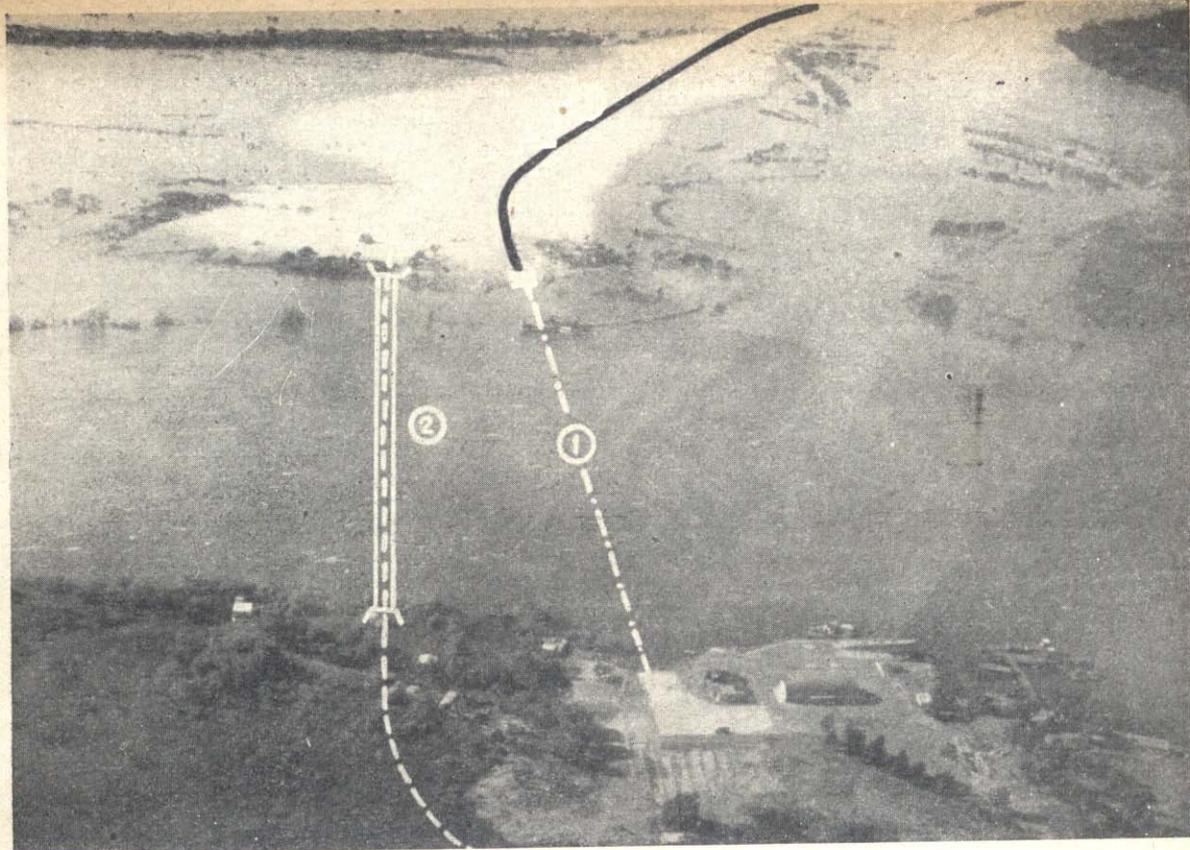
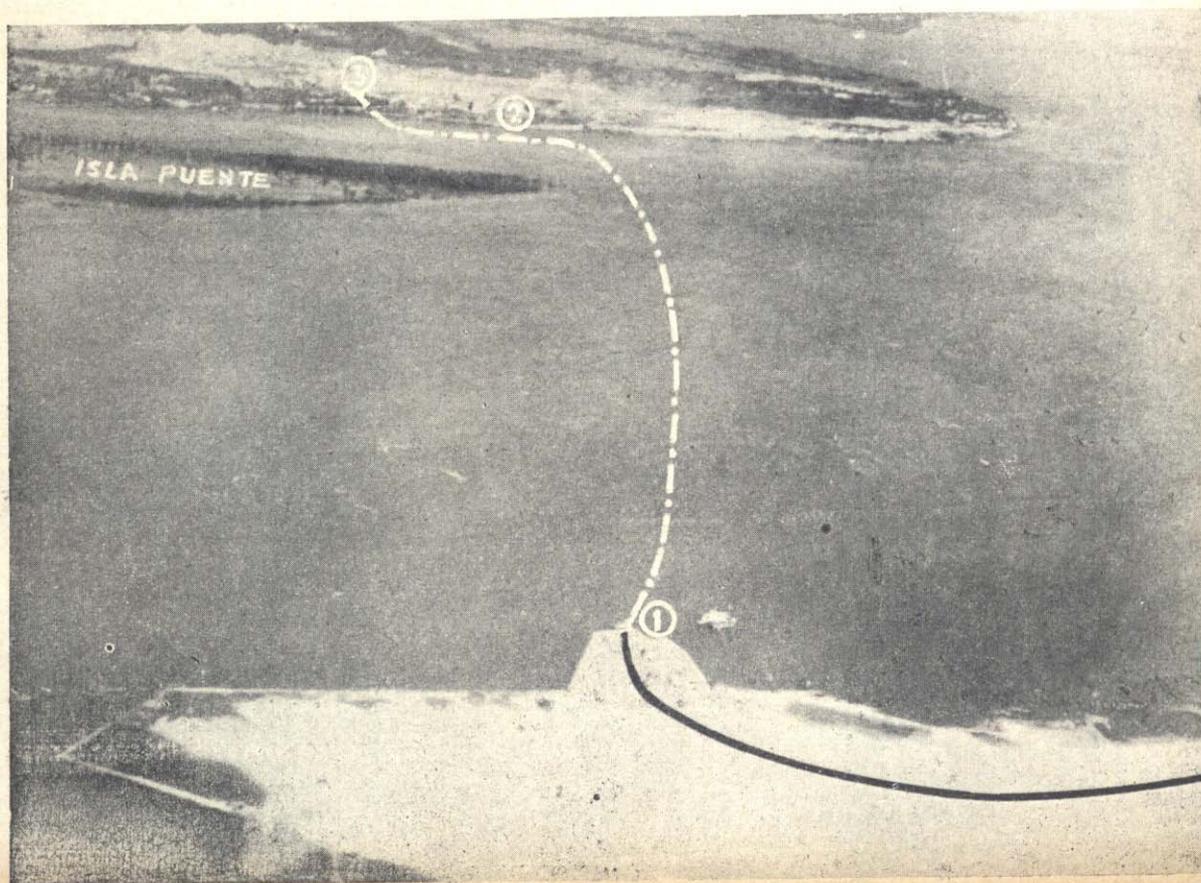


Figura 2. Referencias: 1) Trayecto de la balsa a cadena. 2) Posible emplazamiento del futuro puente sobre el río Colastiné. 3) Aspecto de la ruta 168 B. (Fotografía aérea durante la crecien-te del año 1954).

Figura 3. Reducción del cruce del río Paraná. 1) Atracadero balsas en Isla Berduc. 2) Fábrica cemento portland San Martín. 3) Ubicación probable del nuevo atracadero balsas.



bles soluciones para el cruce del río Paraná mediante un túnel sub-fluvial: la primera cerca de la desembocadura del arroyo Las Viejas, aguas arriba de la ciudad de Paraná y donde el ancho del cauce es de unos 1.600 m. Mediante un acceso de unos 3 Km de longitud empalma con el camino isleño recientemente construido por Vialidad Nacional, cruza el río Colastiné con un puente de hormigón armado y continúa por la ruta nacional 168 hasta la ciudad de Santa Fe.

En la 2ª variante el túnel sub-fluvial se ubica cerca de Bajada Grande donde el espejo de agua es de unos 2.000 m de ancho.

Analizando los distintos factores de carácter técnico y económico que gravitan en obras de esta clase, los autores prefieren la primer solución, con la cual han desarrollado su anteproyecto.

El túnel sub-fluvial, de carácter específicamente carretero, consiste en un conducto de sección circular de 8,50 m de diámetro interno, cuya zona central ocupa una calzada de 6,50 m de ancho y dos zonas laterales de 1 m cada una. La altura libre entre calzada y cielorraso es de 4,20 m. En las partes superior e inferior se sitúan los espacios destinados a las canalizaciones eléctricas, telefónicas y telegráficas entre las dos ciudades y, además, las instalaciones propias del túnel: iluminación, desagüe, incendio, etc.

El largo entre pódicos es de 2.200 m y las rampas de accesos de unos 500 m cada una, tienen 2,5 % de pendiente.

Se prefiere el sistema de fabricación por secciones de hormigón armado, remolcadas y hundidas en una trinchera excavada en el lecho del río. Completan el proyecto obras complementarias y de defensa.

El costo total estimado incluyendo el puente sobre el río Colastiné es de 350 millones de pesos, cuya amortización más los intereses y gastos de explotación demandaría unos 40 a 50 años, fijando un derecho de peaje inferior a las tarifas actuales de las balsas automóbiles.

Por resolución N° 1546 del corriente año el mi-

nisterio de Obras Públicas de la Nación designó una comisión para estudiar el anteproyecto del túnel. Dicha comisión se ha expedido recientemente haciendo algunas observaciones de carácter técnico y estimando el costo presuntivo de la obra principal en unos 600 millones de pesos.

Agrega además que no es oportuno que el Estado Nacional ni las provincias interesadas afronten íntegramente con sus recursos la ejecución de la obra, dada la situación económica actual, considerando que debe arbitrarse otro medio de financiación, que podría ser un derecho de peaje para la amortización de las inversiones y gastos de explotación y conservación totales o un sistema de financiación mixta.

9. Proyecto de utilización hidroeléctrica del río Paraná.

Consta de cuatro diques que se ubican en el tramo del río situado entre Resistencia y Paraná, con un rendimiento estimado en cuarenta millones de kilovatios-hora anuales.

El primero de tales emplazamientos está situado algo al Norte de San José del Rincón y la ciudad de Paraná y consta de un dique transversal entre escos dos puntos y un dique longitudinal de 160 Km de longitud en la ribera santafesina, para impedir la inundación de los terrenos costeros de mucha menor altura que los de Entre Ríos.

La potencia instalada alcanza tres millones de kilovatios, calculándose una producción de diez mil millones de Kw/h anuales.

El diseño prevé utilizar el coronamiento del dique transversal para el enlace carretero-ferroviario entre ambas orillas.

La vinculación con la Mesopotamia surge aquí como una consecuencia del proyecto hidroeléctrico, como efecto más bien que causa y lo incluimos entre las soluciones que procuran resolver la discontinuidad de las comunicaciones a través del río Paraná, por la indudable trascendencia de tal iniciativa.

Figura 4: Sección de la ruta N° 168 B, en la isla Timbó (periodo constructivo)



SUGESTIONES

El emplazamiento Santa Fe-Colastiné-Paraná elegido por la mayoría de los estudios reseñados ofrece las mayores perspectivas para concretar la vinculación permanente con la Mesopotamia. A ello se oponen las brechas de los ríos Colastiné y Paraná cuya solución no obstante la magnitud, creemos llegado el momento de encarar con toda firmeza.

Como la circulación ferroviaria es de mayor complejidad debido a la trocha diferente de la red mesopotámica y a la destrucción del ramal Santa Fe-Colastiné, estimamos que su consideración puede diferirse para el futuro y optar por resolver el problema del tránsito carretero, comparativamente más sencillo, mediante la construcción de un puente sobre el río Colastiné en reemplazo de la actual balsa maroma y el análisis detenido de la solución técnico-económica adecuada para atravesar el río Paraná. Con ello se agilizaría enormemente el movimiento de los vehículos reduciendo el costo del servicio con la eliminación de los gastos de explotación y mantenimiento de la balsa a cadena.

Esta sugestión ofrece al mismo tiempo las siguientes posibilidades:

1º) Construcción de un atracadero para las balsas automóviles cerca de la fábrica de cemento portland San Martín¹, reduciendo a la mitad de travesía del río Paraná, lo que permitiría aumentar considerablemente el número de viajes diarios entre ambas orillas, con la misma cantidad de balsas.

2º) Construcción de un atracadero en la isla Berduc para uso militar, que agilizaría el movimiento de las unidades que en la actualidad deben hacer la ruta fluvial Colastiné - Tiradero Viejo - Paraná, cuyo desarrollo de diez kilómetros aproximadamente se reduciría a menos de la tercera parte.

3º) Contemplar en forma parcial la vinculación ferroviaria (como primer etapa de la solución integral) previendo el puente Colastiné de carácter mixto, carretero-ferroviario, restaurando el ramal Santa Fe-Colastiné, instalando una línea férrea paralela al camino por las islas Timbó y Berduc y las obras necesarias para un ferry-boat hasta la punta de rieles de Bajada Grande.

¹ Desde este lugar existe un camino pavimentado que permite el cómodo acceso a la ciudad de Paraná.

CONCLUSIONES

La unión permanente del Litoral argentino y la Mesopotamia reclama la adopción de una serie de medidas que resumimos a continuación, sin que ello implique la exclusión de otras cuya consideración hayamos omitido:

1º — Los argumentos expuestos en los trabajos citados favorecen decididamente la adopción del trazado Santa Fe-Colastiné-Paraná, por las mayores posibilidades actuales para materializar la comunicación continua con la Mesopotamia.

2º) — La construcción inmediata del puente sobre el río Colastiné y sus accesos, en reemplazo de la balsa maroma, estimulará el tránsito y reducirá los fletes. Las sugestiónes indicadas anteriormente agregarán mayores beneficios al servicio actual.

3º) — Los poderes públicos nacional y provinciales deben activar sus esfuerzos para adecuar la red carretero-ferroviaria de la Mesopotamia a las necesidades presentes y futuras.

4º) — Se propicia la inclusión de todas las alternativas posibles (Puentes carretero fijo, colgante, levadizo, túnel sub-fluvial, etc.) en el estudio definitivo del cruce del río Paraná, estimando que en esta forma habrá de lograrse una feliz solución para resolver este problema de indudable trascendencia nacional.

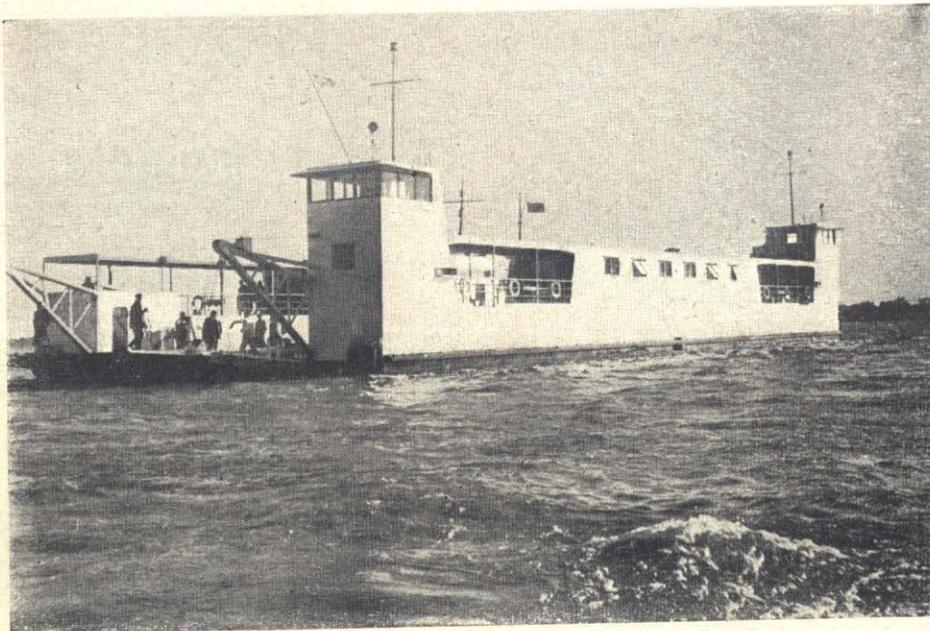
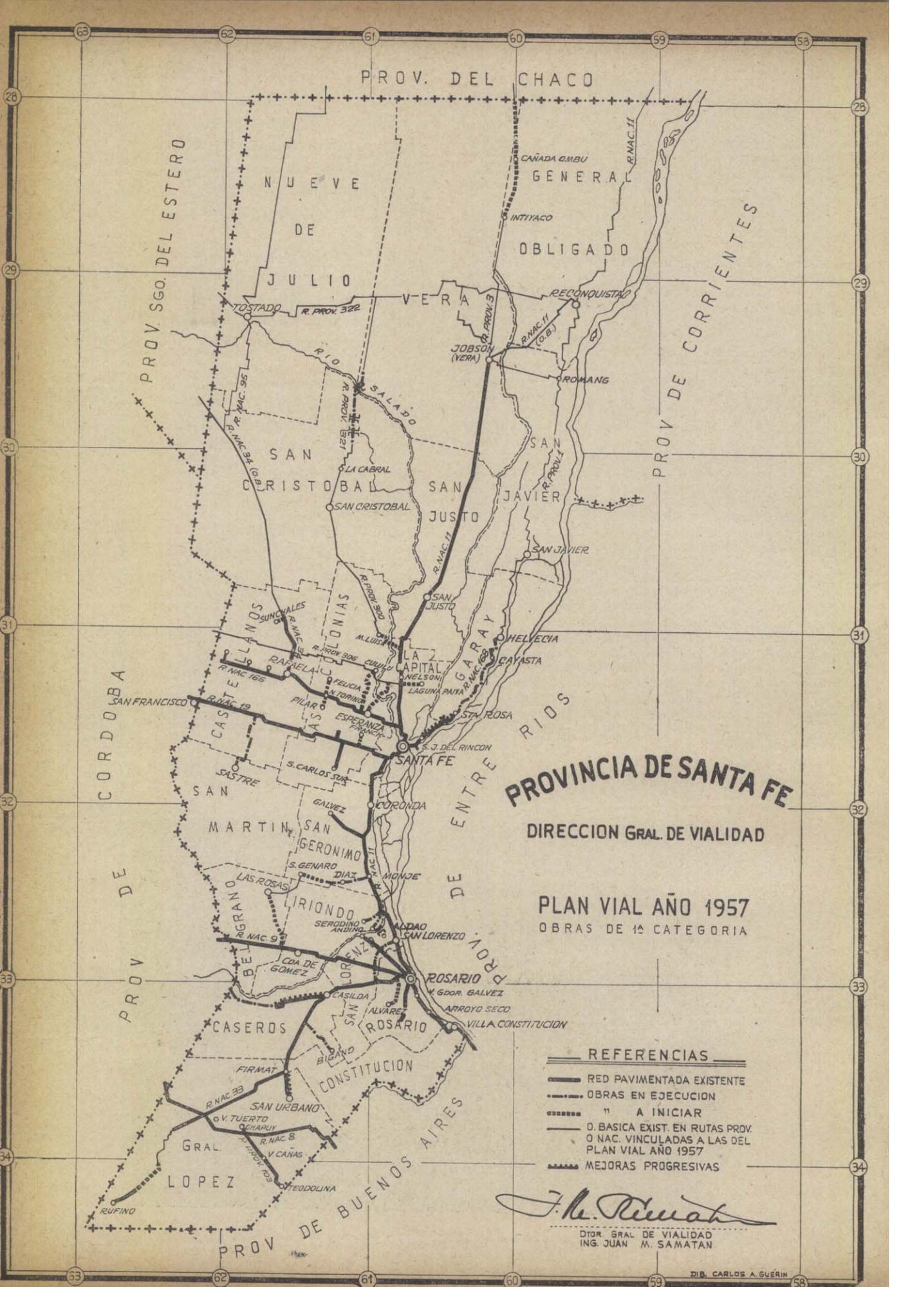


Figura 2: Balsa a cadena para travesía del río Colastiné.



PROV. DEL CHACO

PROV SGO. DEL ESTERO

PROV DE CORRIENTES

CORDOBA

PROV DE

DE ENTRE RIOS

PROVINCIA DE SANTA FE

DIRECCION GRAL. DE VIALIDAD

PLAN VIAL AÑO 1957

OBRAS DE 1ª CATEGORIA

- REFERENCIAS**
- RED PAVIMENTADA EXISTENTE
 - - - OBRAS EN EJECUCION
 - " A INICIAR
 - O. BASICA EXIST. EN RUTAS PROV. O NAC. VINCULADAS A LAS DEL PLAN VIAL AÑO 1957
 - MEJORAS PROGRESIVAS

J. M. Rivar

DTOR. GRAL. DE VIALIDAD
ING. JUAN M. SAMATAN

PLAN DE REALIZACIONES VIALES EN SANTA FE

ESTE plan de realizaciones viales, encarado por la provincia de Santa Fe, representa una inversión de 357,6 millones de pesos. Durante el corriente año 1957 se invertirá un total de 109,15 millones. Ese monto está integrado por 56,05 millones del plan analítico de Trabajos Públicos, 19,01 millones de fondos de Coparticipación Federal, 11,60 millones de rentas generales de la provincia y 22,49 millones del plan de caminos de Fomento Agrícola.

En la planilla reproducida a continuación figura el detalle del referido plan, y, en el texto subsiguiente, algunas referencias sobre obras ya licitadas y a licitar o sobre equipo vial a adquirirse.

PRINCIPALES JEFES EJECUTIVOS DE VIALIDAD DE SANTA FE



*Ing. Civil
Leopoldo A. Freyre
Director Principal de
Estudios y Proyectos*



*Ing. Civil
José M. Occhi Uranga
Director Principal de
Conservación*



*Ing. Químico
Nemesio C. de la Puente
Director Principal
de Materiales e Investigaciones*



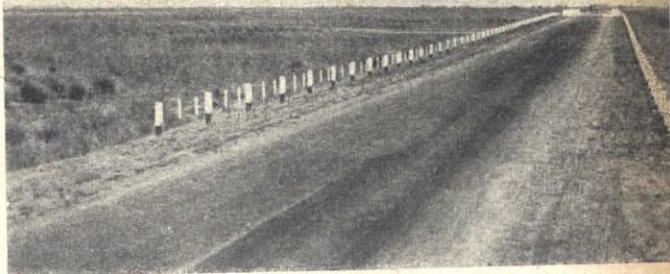
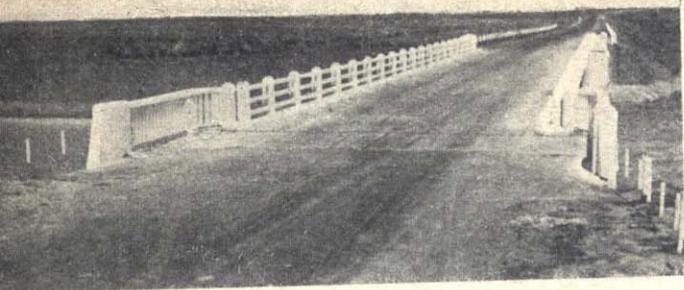
*Ing. Civil
Alfredo Fernández Gran
Director Principal de
Construcciones*

PROVINCIA DE SANTA FE

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION GENERAL DE VIALIDAD

Inversiones en Obras y en Adquisiciones — Año 1957

Ruta y Nº	TRAMO	Longitud Km.	Tipo de Obra	Importe total de la obra en miles de m\$n.	Estado
I — INVERSIONES EN OBRAS:					
1.—OBRAS DE PRIMERA CATEGORIA					
a) Obras en ejecución:					
Prov. 16	San Lorenzo - Roldán - Zavalla	38,8	Obras Básicas	7,113	Terminada
" 13	Ruta Nacional Nº 19 - Sastre	35,9	" " " "	4,269	Terminada
" 206	Monje-Díaz, incl. cruce Carrizales	22,5	O. Básicas y pavim.	20,448	
" 15	Calsilda-Cruz Alta (Sec. Km. 36-C. Alta)	32,0	" " " "	23,118	
" 114	Bigand-Ruta Nac. 33 y Acceso a Bigand	24,4	" " " "	20,763	
" 201	Ruta Nacional Nº 11-Serodino	13,0	" " " "	8,000	
" 202	Andino-Ruta Provincial Nº 201	6,9	" " " "	4,000	
Nac. 33	V. Tuerto-Rufino (Sec. Km. 55-Km. 75)	20,0	" " " "	26,796	
Prov. 321	La Cabral-Paralelo 28	32,5	" Básicas y puentes	8,020	
—	Puente s/Aº Saladillo Ciudad de Rosario	0,2	Puente y accesos	4,738	
—	Acc. Elevador y Zona Portuaria Santa Fe	5,8	Exprop., O. B. y pav.	15,000	
Nac. 168	San José del Rincón-Helvecia	—	Liquid. contrato	17,522	Terminada
Sumas parciales:		232,0		159,787	
b) Obras a iniciar:					
—	Avda. Almirante Brown (Costanera), ciudad de Santa Fe. 2ª Etapa constructiva	3,3	Pavimentación	10,500	Adjudicada
Prov. 15	Calsilda-Km. 36	36,4	Mej. Progresiva	3,600	Adjudicada
" 107	Firmat-San Urbano	24,4	" " " "	3,391	Adjudicada
" 3	Intiyaco-Cañada Ombú	43,0	Obras Básicas	7,100	Licitada
" 3	Cañada Ombú-Paralelo 28	34,4	O. Básicas y puentes	11,800	Licitada
" 302	Ruta Nac. 166-Ruta Prov. 306	21,8	O. Básicas y puente	14,000	Proy. aprob.
—	Acceso Ruta Nac. 34-Sunchales	1,2	" " " "	2,200	
Prov. 306	Ruta Nac. 11-Laguna Paiva	11,2	" " " "	10,000	
" 13	Ruta Nac. 9-Las Rosas	41,4	Pavimento	25,000	
—	Acceso Cárcel Modelo de Coronda	1,7	" " " "	200	
Nac. 168	San José del Rincón-Santa Rosa	37,0	Ensanche y M. Prog.	9,000	
Prov. 309	Ruta Nac. 11-S. Cristóbal (1ra. Etapa)	21,0	O. B., Pte. y pavim.	22,000	
" 206	Cañada Carrizales-San Genaro	22,0	O. B. y pavimento	18,000	
—	Acceso a Rosario	5,0	Pavimento	6,000	
Prov. 22	Ruta Nac. 33-Alvarez (1ra. Etapa)	10,0	O. B., pte. y pavim.	15,000	
" 301	Pilar-Nuevo Torino (Ruta Nac. 166)	10,0	O. B., pte. y pavim.	10,000	
" 301	Nuevo Torino-Felicia	11,0	O. B. y pavimento	9,000	
—	Acc. Ruta Nac. 19-Franck	6,0	Pavimento	3,000	
Prov. 300	Esperanza - Cululú	—	Pte. s/Cululú	400	
" 8	Andino - Aldao	—	Pte. s/Carcarañá	2,600	
Sumas parciales:		340,8		182,791	
Totales Obras de 1ra. Categoría =		572,8		342,578	
2.—OBRAS MENORES Y DE ALCANTARILLADO					
En la Red Provincial de Vialidad		—	Obras diversas	—	
3.—ESTUDIOS, PROY. Y FISCALIZ. DE OBRAS:					
En obras a ejecutar por contrato		—		—	
Totales, Inversiones en Obras		572,8		342,578	
II — ADQUISICIONES:					
Máquinas, equipos y enseres de trabajo				15,029	
SUMAS TOTALES =		572,8		357,607	



Ruta Provincial Nº 206. Monje - Díaz - San Genaro - Cruce de la Cañada Carrizales.

I - DETALLE DE OBRAS RECIENTEMENTE LICITADAS:

- 1 — Ruta Provincial Nº 15 - Casilda-Cruz Alta, Sección: Km 0-Km 36, Mejora Progresiva. Licitada el 7 de noviembre de 1956. Se adjudicó a la empresa "Francisco Pastrone & Cía., S.R.L.". Importe del contrato: \$ 2.560.942,23. Importe total autorizado: \$ 2.702.989,34.
- 2 — Ruta Provincial Nº 107 - Tramo: Firmat-San Urbano, Mejora Progresiva. Licitada el 14 de diciembre de 1956. Se adjudicó a la empresa "Francisco Pastrone & Cía., S.R.L.". Importe del contrato: \$ 2.825.522,00. Importe total autorizado: \$ 2.980.000,00.
- 3 — Avenida "Almirante Brown" (Costanera), ciudad de Santa Fe - 2ª Etapa Constructiva: pavimentación. Licitada el 30 de noviembre de 1956. Se adjudicó a la empresa "Frías y Díaz Lascano S.R.L.". Importe del contrato: \$ 6.537.255,92. Importe total autorizado: \$ 9.057.108,48.
- 4 — Ruta Provincial Nº 3 - Tramo: Intiyaco-Paralelo 28 - Sección: Intiyaco-Cañada Ombú - Obras básicas definitivas. Licitada el 12 de febrero de 1957. Presupuesto oficial: \$ 6.589.224,20. Se obtuvieron propuestas de las firmas: "Matías Belavi e Hijos, S.R.L.", "Empresa Constructora Cotex, S.R.L."; "S. A. José María Aragón Ltda." y "Gardebled Hermanos, S.R.L.". Esta obra se halla en trámite de adjudicación.

- 5 — Ruta Provincial Nº 3 - Tramo: Intiyaco-Paralelo 28 - Sección: Cañada Ombú-Paralelo 28 - Obras básicas definitivas y puentes. Licitada el 12 de febrero de 1957. Presupuesto oficial: \$ 11.203.145, 66. Se obtuvieron propuestas de las firmas: "Matías Belavi e Hijos, S.R.L."; "Empresa Constructora Cotex, S.R.L.", y "Gardebled Hermanos, S.R.L.". Esta obra se halla en trámite de adjudicación.

II - DETALLE DE OBRAS A LICITAR

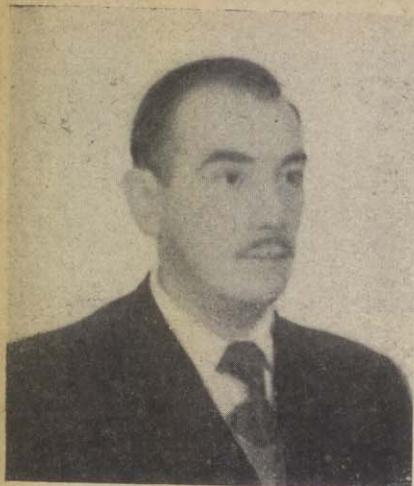
- 6 — Ruta Provincial Nº 302 - Tramo: Ruta Nacional Nacional Nº 166-Ruta Provincial Nº 306 - Obras básicas definitivas y nuevo puente sobre el río Salado. Importe del presupuesto oficial: \$ 14.858.400,00. Proyecto ya aprobado por la Provincia, y en trámite de aprobación en Vialidad Nacional (Coticipación Federal).
- 7 — Ruta Provincial Nº 306 - Tramo: Ruta Nacional Nº 11-Laguna Paiva - Obras básicas completas y pavimentación. Presupuesto oficial: \$ 10.485.000,00. Proyecto preparado y en trámite de aprobación.

PROXIMAMENTE:

III - MAQUINAS DE EQUIPO VIAL A LICITAR:

- El 9 de mayo de 1957 se abrirá una licitación pública para adquirir:
- 1 Tractor Diesel de 125/150 H.P. con topadora.
 - 7 Motoniveladoras de 100/140 H.P., dos de ellas provistas de escarificador.
 - 10 Motoniveladoras de 70/90 H.P.





Una Visita al Road Research Laboratory de Londres

Por el Ing. JUAN J. GALVAN

El presente trabajo es un informe preliminar presentado, por el autor, al 2º distrito de Vialidad Nacional (Córdoba) en el mes de agosto de 1956.

FUI presentado allí al director Dr. Kirkham, quien a su vez me fué presentando a los distintos jefes de sección como ser: Mr. Peters de la sección pavimentos de hormigón, Mr. Moncrieff de pavimentos asfálticos; Mr. Please de ensayos físicos y mecánicos, y Mr. Armstrong de la sección diseño y mecánica de suelos.

1º — Pavimentos de Hormigón.

Mi interés era ver cómo procedían a reparar el "pumping" en las losas y qué precauciones tomaban para evitarlo. El jefe de esto, me mostró al principio unos gráficos de experiencias donde tenía registrados los distintos espesores de losas simples y armadas y su comportamiento en 25 años.

Allí pude ver que ya no hacen pavimentos de hormigón simple en caminos principales, dada la poca duración de los mismos; así por ejemplo tienen secciones de camino desde 2" sin armar, 3", 4" hasta 9". El de 3", al año ya estaba con fisuras y a los dos años destruido.

Uno de 5" había durado 5 años sin fisurarse (con un volumen de tránsito pesado de aproximadamente 300 vehículos-día). En cambio uno con losas armadas que aún se mantiene bien (con muy pequeñas fisuras) tiene ya 20 años. De ahí es que basados en muchas experiencias reales, han adoptado en todos los casos losas de hormigón armado, de distinto espesor, según el tránsito, y por resultarles económicamente conveniente en base a la mayor duración del mismo.

Para prevenir el "pumping" que es el problema nuestro, utilizan inyección de cemento portland como se usa acá y según parece con muy buenos resultados. Para preservar esta anomalía ellos acostumbran colocar sobre la base estabilizada una membrana impermeable, ya sea con un riego de betún (tipo imprimación) o con papeles impermeables tipo ruberoid y sobre ellos vuelcan los pastones. Además, las juntas (que es el lugar por donde

entra el agua) las mantienen en constante vigilancia y siempre bien sellados con asfalto.

Asimismo, como es un país de tan variable temperatura, todos los pavimentos los calculan para temperaturas de 10º hasta 45º C, y tienen un especial diseño para las juntas de dilatación.

Los espesores usados en pavimentos de hormigón armado son como mínimo de 4" hasta de 10" y en los simples como mínimo 6" hasta 8", siendo la máxima separación de las juntas de expansión de 40 pies, 80, 120 y 150 para los espesores de 4", 6", 8" y 10", respectivamente, con cantidades de hierro de 5, 7, 10 y 14 libras por yarda cuadrada. Asimismo el ancho de las juntas es variable a saber: de 1/2 a 3/4" para las losas de 4" de espesor y de 1" a 3/4" para los espesores superiores.

Para las losas de hormigón simple (que muy poco se hacen y sólo para caminos secundarios) emplean, en cambio, para espesores de 6" en zonas de mucho frío 60 pies de separación de las juntas de expansión y 90' para zonas templadas. En losas de 8" en cambio 90' y 120' respectivamente y la separación de las juntas de contracción es de 15 pies en ambos espesores (aproximadamente 3 m), dejando un espacio o espesor de 1 pulgada para las juntas de expansión en todos estos casos.

Los espacios de separación usados en Inglaterra para las juntas, son por lo general mayores que los de la práctica común. Están haciendo experimentos para aumentar el espacio de separación de las juntas de expansión y tienen ya bajo control tramos experimentales con el doble espaciamiento entre juntas a ver qué resulta.

Respecto a la medida usual de los pasadores que usan es de: barras de 3/4" de diámetro y 20" de largo para losas simples de 6" de espesor o más. Barras de 1/4" de diámetro y 28" de largo para los pasadores de losas armadas de 10" de espesor y para espesores de 9", pasadores de 1" y 24" de largo; para losas de 6" y 7", 3/4" de diámetro por 20" de largo; siendo la separación entre pasadores de 12". Asimismo los extremos los pintan con betún.

2° — Sección Calzadas Bituminosas.

El punto principal que quise investigar era sobre calzadas de arena-asfalto (problema que tenemos en la ruta 8) pero poco pude sacar ya que aquí poco se usa este tipo de pavimento, dándole preferencia a los concretos asfálticos con piedra partida.

Sólo utilizan el tipo arena-asfalto en caliente para capas de rodamiento o recubrimiento, en espesores máximos de 3 a 5 cm generalmente con asfaltos naturales de baja penetración (de 40 a 80); en cambio los concretos asfálticos muy utilizados tanto para pavimentos de calles y de caminos, los colocan en espesores máximos (por capa) de 3 pulgadas.

Al mortero arena-asfalto le llaman sandcarpet y me fijé que utilizan un mayor porcentaje de asfalto, con un mínimo de 8 % y un máximo de 10 %, con muy buenos resultados (son porcentajes en peso). Asimismo la arena fina y filler que pasa el tamiz 200 está comprendida entre 0 y 14 % y el retenido en el 200 y que pasa el N° 7 es del 14 al 78 %. También usan un segundo tipo de carpeta arena-asfalto que lo distinguen con el N° 7, con un mínimo de 8 a 12 % de betún y con un porcentaje de finos del 0 al 18 %, y pasando el tamiz 7 (próximo al N° 10) del 16 al 70 %. Este último tipo es recomendado para zonas muy frías y lluviosas. La temperatura a que calientan la arena es de 145° a 200° C, y el asfalto nunca a más de 175° C., como se ve es un poco diferente del proceso que usamos en la Ruta 8 donde ha sido ordenado a lo sumo 160° para la arena y el betún a 130°. En ese sentido creo que tienen razón los ingleses y deberíamos cambiar aumentando un poco las temperaturas con lo que evitaríamos los pastones fríos que inevitablemente salen (por debajo de 140°) algunos del mezclador.

El filler que utilizan es similar al nuestro, calcáreo con proporciones de 85 a 100 % que pasa el tamiz 200 y el cemento asfáltico más usado es el de 60 de penetración o sea similar al que usamos aquí. (Ellos le llaman binder a este C.A.).

Una de las causas porque no usan este tipo de pavimento es que ellos tienen muchas canteras de piedra, sobre todo calcárea y escoria de altos hornos que es como arena gruesa, que la consiguen muy barata y con las cuales construyen el macadam y los concretos asfálticos; también dicen que comparando el costo con la duración del pavimento, les conviene más no usar el tipo arena-asfalto. Hasta aquí mi entrevista con Mr. Moncrieff jefe de esta sección.

3° — División de Ensayos de Pavimentos

Me fué muy interesante esta sección, me entrevisté con su jefe Mr. Please, al parecer muy estudioso y de amplios conocimientos— comencé con la práctica de los métodos norteamericanos Marshall, Hubbard, Field y Triaxial que bien lo conocen ellos y nosotros. Insistí sobre las carpetas tipo arena-asfalto y el primer punto que discutimos (conversamos) fué sobre la cantidad de cemento asfáltico utilizado en este tipo de pavimentos y al respecto me permito opinar que deberíamos aumentar el porcentaje del 7 % que utilizamos, sobre todo en la ruta 8, aun cuando sea con aumento de fluencia ya que en los pliegos no se menciona límite alguno y creo con muy buen criterio, pues aquí toman poco en cuenta el límite de 20 que nosotros tanto respetamos.

Ellos los han dejado un poco de lado a los métodos norteamericanos de Marshall, H. Field, Hveen y Triaxial y optan por el ensayo de experiencias registradas en tramos experimentales, pero además poseen un mecanismo giratorio parecido a un gran plato circular de aproximadamente 4 m de diámetro en cuya superficie anular colocan distintos panes (o probetas) con distintos tipos de mezclas asfálticas; por sobre las cuales ruedan dos neumáticos inclinados, durante muchísimo tiempo, estando sometido además a distintas temperaturas y haciendo actuar distintos factores climáticos. Cada tanto

van controlando el desgaste experimentado en las distintas probetas que son panes rectangulares de aproximadamente 50 x 30 cm c/u y deducen conclusiones que luego las confirman en los tramos experimentales.

Dicen que este método les ha dado muchas satisfacciones, y es por eso que poco emplean los métodos conocidos por nosotros ya enunciados habiendo tenido casos en que con la fluencia y estabilidad aconsejada en los métodos norteamericanos, no han obtenido los resultados previstos; de ahí la explicación porque prefieren su propio método del aparato ya mencionado y por eso también no tienen muy en cuenta la fluencia y estabilidad de los métodos Marshall y H. Field.

Opinan que es relativo, sobre todo los coeficientes o valores Marshall, que es el aparato que empleamos nosotros. Comentando el caso que nos ocurre con los tramos de la ruta 8, están de acuerdo en aumentar el porcentaje de asfalto hasta 9 aún cuando la fluencia aumente a 25 por ejemplo y la estabilidad no fueran las 700 libras, pues opinan que para un tipo de base poco estable, lo mejor es hacer un pavimento lo más flexible o plástico posible a los efectos de evitar las fisuras y la futura destrucción del mismo. Todo esto fué un comentario amable en el que el suscripto estaba de acuerdo, por lo tanto no hubo discusión y es por eso que me permito sugerir las variaciones señaladas.

Ellos trabajan también con mezclas frías, pero poco se comentó al respecto ya que mi atención era más que nada con los problemas de las mezclas en caliente. También debo repetir que la máxima atención de ellos se concentra en los concretos asfálticos y macadams que es lo que más usan y por lo general a los macadams los utilizan como capa de base y no de rodamiento ya que como tal utilizan los 4 ó 5 cm de arena-asfalto o sino 3 ó 3 capas de concreto tipo grueso para las capas inferiores y fino para la superior.

Respecto al material granular en los concretos, la piedra partida (crushed-stone) es la preferida ya sea granítica o calcárea dura, pero también utilizan la grava de cantera o río. Respecto al cemento asfáltico utilizado ya dije que prefieren los de baja penetración, por ejemplo de 40 a 60 (binder) y solamente para zonas muy lluviosas o muy frías usan de mayor penetración, en estos casos de 60 a 80. Respecto al tamaño de los agregados gruesos, el mayor no debe ser superior a la mitad ni menor que el 1/3 del espesor de la capa que se construye. Respecto a la temperatura de la mezcla, ésta debe ser superior a 120° C. en el momento de colocarla sobre el camino. También no admiten que la mezcla sea desparramada cuando haya depresiones en la base (aun cuando fuera repavimentación) mayores de 1/2 pulgada, ellos utilizan también igual que nosotros un gálbo o regla de 10 pies de largo que colocan paralelo al eje de la calzada. Los espesores usuales por capas varían desde 4 a 7 cm y el rodillado lo hacen con aplanadoras de no menos de 6 tn, todo esto en la construcción de concretos. Respecto al peralte transversal o flecha, las especificaciones aconsejan a lo sumo 1:40 de caída y no menos de 1:48 en pulgadas, es decir aproximadamente 2,5 %, pero para las capas inferiores no más de 1:30 y no menos de 1:45.

Un procedimiento que nosotros no lo utilizamos es lo que allí se emplea cuando la superficie terminada queda muy lisa y es el de distribuir una capa delgada de piedra partida mediana que ellos le llaman "chipping" a esta operación y lo hacen cuando la mezcla está aún caliente y en condiciones plásticas, siendo la dimensión de esta "chipping" de 1/2 pulgada para abajo y previamente las empapan con 2,5 % de cemento asfáltico (parecido al premezclado que utilizamos para bacheo) debiendo cubrir con 1 tn la cantidad de 100/160 yardas cuadradas. Todo esto se refiere, como dije, a calzadas de concreto colocado en una sola capa. En el caso de 2 capas de concreto que debe soportar tránsito pesado, el asfalto utilizado para la capa superior es de menor penetración, de 30/40 con un porcentaje en peso de 6

a 7 % para la primera capa en caso de estar compuesta la mezcla con el 55 % de piedra gruesa y el resto arena y filler. Estos porcentajes varían hasta 5 % (de asfalto) en caso de tener la mezcla el 75 % de piedra partida y el resto arena y filler.

Para la capa de rodamiento utilizan la mezcla arena-asfalto, pero generalmente arena-asfalto-pedregullo con un 20 % aproximadamente de pedregullo y un 8/10 % de betún. En cuanto al espesor de esta capa de rodamiento, varía del 2,5 a 4 cm mientras que la capa base o 1ª capa, su espesor es de 4 a 8 cm.

Cuando necesitan construir capas bases (o primera capa) de espesores mayores al mencionado, proceden a hacerlas en 2 etapas (2 capas). A la capa de rodamiento la colocan encima tan pronto como la consolidación de la capa base lo permita. En el caso de usar grava para estos concretos, las especificaciones varían. Para terminar, debo decir que la graduación más fina de arenas que ellos utilizan es del 3 % que pasa el tamiz 200 ya sea para capa de base o rodamiento; el resto es filler calcareo generalmente que pasa del 85/100 % el tamiz 200. Hasta aquí mi entrevista con Mr. Please.

4ª — División de Diseño y Mecánica de Suelos.

Mi entrevista aquí fué con Mr. Armstrong encargado de esta sección, la cual fué muy interesante y vié una de las más prolongadas de mi visita del día viernes 3 de agosto que duró en total 8 horas (de 9 a 17 horas), habiéndome invitado a almorzar en la cantina del laboratorio por su director Dr. Kirkham.

Empecé por el cálculo de espesores de pavimentos y de inmediato me mostró el clásico método del C. B. R. usado por nosotros, pero con una variación fundamental que creo es la más sensata y consiste en hacer el ensayo de la penetración en la muestra no embebida sino en las condiciones reales de humedad que va a soportar el camino; así por ejemplo toman una muestra del suelo de asiento a la profundidad en que llega la humedad en las épocas más lluviosas, y otras en épocas de hielo y menos lluviosas determinando la humedad máxima a que estará sometido el camino, humedad que podría variar de un 15 a un 30 % y con dicho porcentaje efectúan el ensayo de penetración, para las sucesivas penetraciones de 0,1"-0,2" etc. como lo hacemos nosotros.

Con este dato y la carga incidente *por rueda* de vehículo pesado (al liviano no lo toman en cuenta) camiones y ómnibus, van al gráfico del C.B.R. donde les dá el espesor de firme a usar; de modo que ellos no ensayan ni con probetas embebidas ni secas. Los porcentajes generalmente obtenidos como valor soporte C.B.R. en los suelos comunes varían del 3 al 15 %.

Ellos llaman sub-rasantes (subgrade) al suelo natural donde se asentarán los terraplenes y a la obra básica en sí le llaman sub-base ya tenga una capa de suelo seleccionado o no o bien una verdadera sub-base de grava-arena suelo compactado). Aquí tienen el problema con las heladas que a veces alcanzan hasta 18" de profundidad.

Como materiales para la capa de sub-base utilizan la grava gruesa mezclada con suelo; generalmente utilizan los mismos materiales que aquí con tal que de un C.B.R. de 15 % por lo menos. Generalmente la profundidad a que sacan las muestras para ser ensayados al C.B.R. es de 3' a 4 pies por debajo del terreno natural, profundidad a la cual consideran no llegan las heladas y no cambian ya las condiciones del suelo en cualquier época del año.

Así por ejemplo si construyen sobre un suelo de C.B.R. = 3, con un tránsito pesado de aprox. 100 vehículos por día, elijen la curva C (similar a lo ya conocido en nuestros gráficos) que con el índice 3, les dá un espesor total de 18 pulgadas. Disponiendo de un material de sub-base que de 15 % de C.B.R. indica esta misma curva que debe ser cubierta con por lo menor 7½" de espesor. Luego si la capa de base con buen material estabilizado dá un

100 % de C.B.R. indica que solo hace falta una carpeta de 2" de espesor; por lo tanto se tendrá: para la sub-base 10". Base = 6" y carpeta 2". Aproximadamente similar a la práctica local.

Casi siempre calculan que el material de base debe tener el 100 % del C.B.R. o sea de la probeta patrón, aunque ocurre con frecuencia que sobrepasa este 100 % dicho material de base, pues así dá una carpeta de espesor mínimo de 2" que es la indicada en los gráficos utilizados por ellos, ya que no conciben espesores menores para carpetas.

Un detalle interesante es cómo elijen el tipo de curva para el C.B.R. en base al número de vehículos pesados, el número de ejes por vehículos y al de ruedas de c/u y si tienen acoplado o no. Asimismo es de hacer notar como lo ven ellos aquello de que una carpeta bituminosa equivale al doble valor soporte, a igualdad de espesor, de una base estabilizada standard; es un poco distinto, pues ellos construyeron unos tramos experimentales de prueba y a uno de ellos le pusieron 12 cm de base estabilizada con un concreto-asfáltico de 4 cm de espesor encima y a otro, sólo lo hicieron con 4 cm de base estabilizada con una carpeta de concreto de 8 cm pues así los 4 cm de mayor carpeta cubrirían los 8 cm faltantes en la base y obtuvieron un resultado pésimo ya que el primero aún se mantiene bien en 10 años que está, mientras que el 2º no alcanzó a los 3 años de duración, de modo que ¡cuidado! con la deficiencia de base en la Ruta 8.

Por ejemplo si las curvas del C.B.R. dan un espesor de 35 cm a colocarse sobre la sub-rasante, opinan que por lo menos 20 cm de base y sub-base debe llevar y el resto de 15 cm, si podría andar con una carpeta de 7 cm ó 7,5 cm que podría hacer las veces de una base (100 % C.B.R.) de 15 cm. Como se ve allá lo toman con reserva a los procedimientos norteamericanos y prefieren asegurarse con la experiencia real. Me permito opinar al respecto que nos convendría hacer muchos tramos experimentales en el curso de la construcción de una carpeta de arena asfalto, cuando la base no sea muy segura como el caso que tenemos en la Ruta 8. (Desde luego que en el caso de la Ruta 9, todo lo que se le ponga arriba andará bien por ser en su mayoría un macadam consolidado).

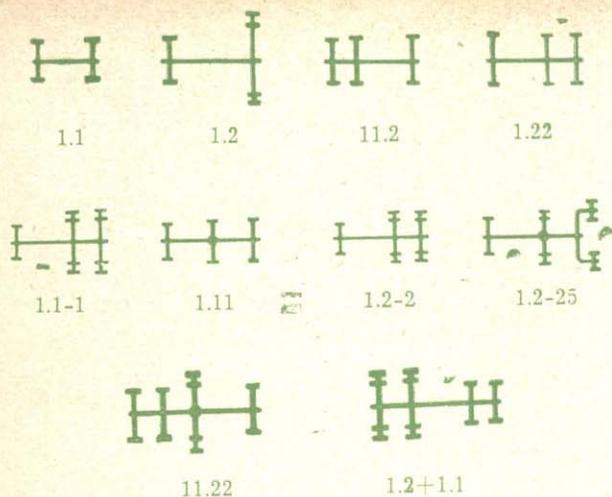
Voy a referirme ahora a grandes rasgos a la forma como calculan el peso de las cargas que transitan por los caminos para luego elejir la curva del C.B.R. a adoptar.

1º) La distribución transversal de las cargas las toman como la distribución transversal de las ruedas, sobre el pavimento, por medio de un aparato que le llaman el segmento detector, que da con bastante exactitud este dato.

2º) El estudio sobre las características de carga de los distintos tipos de vehículos lo hacen en base al número de ruedas de cada uno con el censo que practican en los caminos (donde debe registrarse número de ejes, ruedas y peso).

Con lo 1º se determina la distancia desde el borde del pavimento en que inciden las máximas cargas ya que la deformación de un pavimento flexible es función de la carga de ruedas y del número de veces que estas ruedas pasan por un mismo punto del pavimento.

También consideran que vehículos similares (con igual número de ejes) tiene la misma carga por rueda. Hicieron un censo riguroso en una de las carreteras de mayor tránsito que es la sección de Baldersly - Londonderry A 1, registrando los distintos pesos de los vehículos similares (de 2 ejes o más) además de la distribución de las ruedas en la calzada durante una semana, habiendo pasado 2.895 vehículos comerciales de los cuales pesaron 1.518 confeccionando unas tablas donde se consignan las cargas (en promedio) por rueda para cada tipo de vehículo comercial (ómnibus y camiones) según el número de ejes; desde 1.1 que es el camión simple de 4 ruedas hasta el de 4 ejes rígidos (sin contar el delantero). También hicieron tablas para los de ejes articulados. La clasificación total la caracterizan no sólo por el número de ejes sino de ruedas y es como sigue:



Según estas características se han hecho tablas de los pesos por rueda de cada tipo, variando desde 1.563 libras para el 1er. eje hasta 9.000 lib. para el 3er. eje (carga por rueda) en los camiones, y en los acoplados desde 1.600 para el primer eje hasta 10.000 lb. para el más cargado (carga por rueda del 4º eje).

También confeccionaron una tabla que da el promedio de pesos de vehículos que transitan en distintas direcciones, dando por ejemplo para el tipo 1.2: 2.900 y 4.680 lb. para el 1º y 2º ejes y para el tipo, con acoplado 1.22-4: 5.100, 7.000, 8.300 y 5.400 lb. para los distintos ejes.

El objeto de todo esto era desarrollar un método por el cual el número diario promedio de ruedas cargadas y la distribución transversal de las cargas en la calzada pueda aplicarse con seguridad en cualquier camino.

Se ha llegado así a confeccionar un gráfico en el cual puede apreciarse sobre el eje de abscisas la distancia desde el borde del pavimento en la cual actúa la máxima carga de rueda en los distintos tipos de vehículos, y en el eje de ord. los porcentajes de gravitación de estas cargas. Al final se adopta el método basado en el tipo de ejes (1, 2, 3, etc. ejes) del vehículo para aforar su peso por rueda. Los otros métodos de clasificación como ser en: tránsito liviano-medio-pesado o bien el de vehículos cargados, descargados y dudosos o bien el de subdividir el tránsito en camiones, ómnibus, furgones, acoplados, etc. han sido descartados.

Así por ejemplo los vehículos cuyo peso por rueda es de 1.500 lb., la máxima gravitación de la carga se produce a los 4 pies de distancia del borde y para las ruedas que van hacia el eje de calzada, a 10 pies del borde. Este tipo de vehículo fué el que en mayor número se registró en el censo. Vehículos de 7.500 a 8.500 lb. por rueda pasaron solamente un 25% en comparación con los primeros y para estos la máxima distribución de la carga por rueda fué al metro del borde y 2,70 m. para las ruedas del costado opuesto.

El número de toneladas en promedio les arrojó la cifra de 9.100 para los vehículos en una sola dirección y de 19.000 para ambas direcciones en 24h. de todas las observaciones efectuadas surge que: a) Visualmente se pueden agrupar los distintos tipos de vehículos comerciales con su carga por rueda, tomando solamente el tipo de ejes y clasificándolos con las características ya explicadas (1, 2-1.3 etc.).

b) Una estimación del número de ruedas cargadas (de cada magnitud) puede ser hecha por el número de vehículos observados en cada clase y también la distribución de las cargas en el camino para cada tipo observado (respecto al área de incidencia).

c) La distribución transversal de las cargas (en lo que respecta al peso) puede ser determinada con razonable seguridad registrando la distribución transversal de las

ruedas con un detector automático colocado en la ruta.

En base a estos datos es que establecen el tránsito pesado predominante (carga máx. por rueda) y de acuerdo con ello, el número de vehículos comerciales por día, y así con este último dato que lleva bastante exactitud y con la carga por rueda elijen las curvas A.B.D. que dan los distintos espesores a colocar sobre la obra básica.

5º — Plantas Asfálticas.

Fuí invitado por la firma contratista Mowlen Paving Co. Ltd. que está trabajando en un pavimento de concreto asfáltico y carpeta de rodamiento en Greenwich próximo a Londres, tenían una planta Parker modelo 40 con capacidad de producción hasta 80 t/h me atendió el representante de la empresa Mr. Anderson quien me mostró la forma de trabajo que emplean allí y también pude observar el funcionamiento de la planta (creo que la empresa Marengo de acá tiene una planta de este tipo recién adquirida). El día de mi visita estaban con un bajo rendimiento de 40/50 t/h por la excesiva humedad de la piedra partida y arena ya que en esos días llovía bastante.

La planta en sí es muy completa y moderna siendo la mayoría de los comandos hidráulicos y eléctricos; posee una serie de botones (uno para cada tolva) para descargar los materiales en balanzas-tolvas y luego en el mezclador; varios diales (uno para cada material) en los que se puede apreciar de lejos el pesaje de los materiales, indica el dosaje exacto por pastón (batch como le llaman allá); asimismo para el filler y el balde balanza del asfalto, tienen también sus correspondientes botones que abren y cierran las bocas de descarga, como también su correspondiente dial de pesaje. El mezclador tiene una capacidad de 1,5 t aproximadamente. En el tablero de comando mencionado existen termómetros registradores de temperatura.

La mezcla por pastón dura 1 minuto (no más). Posee también una tubería recuperadora de finos, estando el secador montado sobre ruedas. Además las zarandas están todas blindadas con chapa para que el material no pierda temperatura (que se diferencia de las plantas de Schaqui donde el material caliente que cae a las zarandas pierde más de 15º de temperatura en tiempo frío y el polvo que podría ayudar al filler, gran parte vuela).

Las temperaturas a que calentaban los materiales, en el momento de mi observación eran: en el secador 8, el termómetro: 170º. El cemento asfáltico: 148º; la piedra (gruesa y fina) 170º y la arena 156º, siendo la temperatura a que salía el pastón del mezclador de 145º debido posiblemente al filler frío. Estas temperaturas son ya reducidas a grados centígrados, pues los instrumentos los dan en Fahrenheit. El agregado más grande era de 2" correspondiente a la piedra Nº 1 y la mayor en la Nº 2 era de 3/4" siendo la arena fina de regular graduación.

El cemento asfáltico que usaban era de 40 de penetración, de Trinidad (que es el tipo que usan mucho allá y en su estado natural ya trae algo de filler), en un 9 % para el concreto.

Posteriormente conversé con el encargado ya mencionado sobre varios puntos, sorprendiéndose que usamos el 7 % de asfalto para las carpetas de arena-asfalto, pues ellos usan hasta el 11 % y como ya dije, toman poco en cuenta los ensayos norteamericanos de Marshall y H. Field. Ellos reciben el dosaje a emplear del Road Research Board Laboratory ya mencionado al cual le envían antes de comenzar los trabajos, las muestras de los materiales a emplear.

También observé las temperaturas, me dijo que ellos trabajan con mayores, sobre todo en el calentamiento del asfalto tipo 70 que es parecido al que ellos usan para la 2ª capa, que generalmente es mortero arena asfalto con la única diferencia que sobre ésta aún caliente (tibia), le distribuyen el "chipping" ya comentado, para hacerlo al pavimento antirresbaladizo, (Non skid).

En cuanto al periodo de veda, ellos no lo usan, dicen que trabajan todo el año seguido con las mezclas en

caliente y por lo general horario continuado de 8 a 18 (en verano).

La terminadora que usan es la Barber Greene fabricada en Inglaterra bajo licencia, pero dicen que tienen una mejor, fabricada por la Blaw-Knox, de mayor capacidad y que puede colocar capas de concreto de mayor espesor con muy buenos resultados.

Para terminar diré que las especificaciones para el filler son un poco más ajustadas, de 90-100 que pasa el tamiz 200 y el que más usan es el calcáreo como nosotros.

También debo agregar que la alimentación del secador la hacen mediante 2 tolvas colocadas en el extremo, donde un cargador frontal o pala cargadora, coloca tantas paladas de piedra gruesa, otras de fina y tanto de arena (según el dosaje), que extrae de las distintas pilas de acopio; así por ej. 1 de arena, 2 de piedra mediana y 3 de la gruesa, este cargador está continuamente en movimiento.

Antes de concluir y a sólo título informativo, debo decir que en oportunidad de mi visita a los laboratorios de investigaciones del Estado, me hicieron registrar la visita firmando un libro con todos los datos personales.

AMPLIACION DE ALGUNOS CONCEPTOS MENCIONADOS EN EL COMENTARIO PRESENTADO CON MOTIVO DE LA VISITA AL ROAD RESEARCH LABORATORY DE LONDRES

a) Pavimentos de Hormigón.

Las normas en uso por el Road Research Laboratory no consideran el empleo de la armadura en el hormigón de losas como estructura resistente, pues al diseñar los pavimentos de hormigón ya los calculan con el espesor suficiente para soportar las cargas del tránsito por sí solo, de manera que el empleo del entramado es más que nada para evitar las rajaduras en las losas.

De allí que no colocan el refuerzo en la línea neutra como es de práctica común, sino en la parte superior cuidando solamente que el hierro lleve un recubrimiento de 2 pulgadas por encima. Diversos ensayos y experiencias realizadas les han conducido a establecer esta norma. Los espesores usuales de losas para calzada son los ya mencionados en el comentario presentado oportunamente, debiendo recalcar que muy poco emplean el hormigón simple para caminos de primera categoría pues los gastos de conservación de losa simple superan el costo del entramado metálico con el tiempo.

b) Diseño de Pavimentos.

Ya dije antes que solamente consideran el tránsito de vehículos comerciales tomando en cuenta el número y carga por rueda. Vehículo comercial denominan a aquel cuyo peso es superior a tres toneladas.

Ellos suponen que aunque el número de vehículos comerciales varía de un camino a otro, la distribución de los tipos de vehículos permanecerá sensiblemente constante. El método actual en uso para diseñar los pavimentos, se hace tomando en cuenta los siguientes puntos:

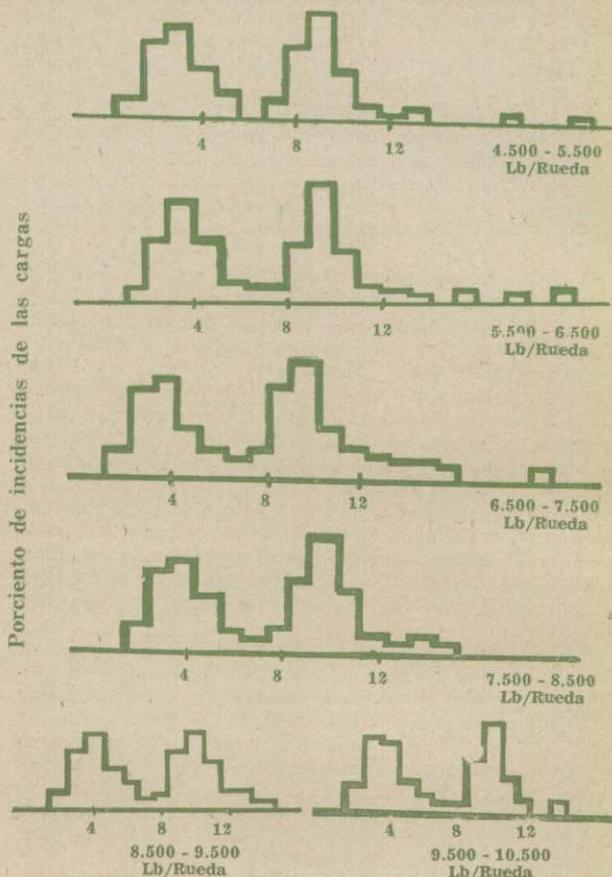
- 1) El número total de ejes que pasan a lo largo de la carretera (en una dirección solamente).
- 2) La distribución de los tipos de vehículos en el recuento del tránsito.
- 3) Las cargas por ruedas asociadas con los varios tipos de vehículos.

4) La distribución transversal de las distintas cargas por ruedas de vehículos de más de 3.000 libras por rueda.

Entre los distintos métodos de clasificación se adoptó el de tipo de ejes en el que las distintas cargas por rueda se tabularon de acuerdo al número de ejes de cada camión, después de haber establecido un coeficiente sobre la bondad de cada método; así se estableció lo siguiente:

Bondad del método	DETALLES	Coef. de inseguridad del método
1º	Vehículos subdivididos en tipo de eje cargado, descargado, de carga desconocida (no pesada) con pesos separados para cada eje.	27
2º	Vehículos subdivididos en tipo de ejes solamentes, con pesos separados para todos los ejes.	28,6
3º	Vehículos subdivididos en cargados, descargados y grupos de carga no registrada.	40,3
4º	Vehículos subdivididos en grupos de camiones, ómnibus y tanques de transporte.	41,3

Con las distintas gravitaciones de las cargas por rueda, se confeccionaron los gráficos que a continuación se detallan y que muestran la distribución transversal de las cargas de rueda a través de la calzada.



Distancia del borde izquierdo del pavimento, en pies

Como se puede apreciar en los gráficos, la incidencia de las siguientes cargas de los vehículos pesados se produce por lo general entre los 3' y 1,4' de distancia del borde, o sea aproximadamente a 0,90 m en los más pesados desde el borde externo y a los 3 m del borde para la rueda del costado opuesto, donde la incidencia de la carga se nota que es un poco mayor en todos los casos.

Para terminar, me referiré a la norma de diseño en caso de una sub-rasante pobre en valor soporte, allí acostumbran darle considerable espesor a la sub-base (por ser más económicos los materiales que se emplean) comparados con la base, así por ejemplo: Sub-base 10" - base 6" - Carpeta 2".

Córdoba, diciembre 18 de 1956.

Camino Interprovincial SAN JUAN - SAN LUIS

ESTUDIO ECONOMICO

Por el Agr. ALFONSO DE LA TORRE

EL presente trabajo es una aplicación práctica del estudio dado a conocer por esta Asociación en el libro de su edición "Análisis del Beneficio de los Usuarios en el Mejoramiento de Caminos", traducción de una memoria de ese mismo título publicada por la American Association of State Officials de EE. UU.

El autor es el Agr. Alfonso de la Torre que desempeña el cargo de jefe de estudios y proyectos de la dirección provincial de Vialidad de San Juan. Ha tomado el expresado caso real y lo ha desarrollado con la mayor rigurosidad matemática. Inclusive ha calculado las dos tablas que figuran en el apéndice que significan un importante aporte para estudios que en esta materia se emprendan en el país o en el extranjero en el futuro.

El Agr. de la Torre, que es también jefe de trabajos prácticos de la cátedra de Vías y Comunicaciones de la facultad de Ingeniería cuyana, ha desarrollado en el curso respectivo los temas y conceptos aparecidos en aquella publicación.

Además de los cargos mencionados, el autor es profesor de Caminos (II) y de Cómputos y Presupuestos de la especialidad vial en la escuela industrial "Domingo Faustino Sarmiento" que depende de la universidad nacional de Cuyo.



I — MEMORIA DESCRIPTIVA

EL tránsito a San Luis y por ende a las provincias que vinculan las rutas que nacen en esta ciudad, se opera desde San Juan, por dos caminos, uno, que llamaremos "A", que pasa por la provincia de Mendoza, y otro "B", que une directamente las capitales de San Juan con San Luis.

1º) Camino "A":

Este camino, actualmente el más transitado, está formado por las rutas nacionales N° 40 y N° 7, pavimentado totalmente excepto el tramo entre Media Agua y el límite con la provincia de Mendoza, habiéndose ya iniciado los trabajos de pavimentación de asfalto. La longitud total de este camino es de 432 Km. Su estado general es bueno.

Consideraciones particulares: A los efectos de la determinación de los factores que inciden en el estudio económico de este camino, es necesario destacar las características del tránsito en los diversos tramos de la ruta, para justificar los tipos de operación considerados. Las características de tránsito pueden sintetizarse en la siguiente forma:

a) **Tránsito urbano:** La ruta nacional N° 40 parte de la capital de la provincia de San Juan, por una zona densamente urbanizada e interferida por rutas transversales. Esta característica se mantiene bien definida, en una longitud de 10 Km. Caso análogo, y más acentuado ocurre en los accesos y paso por la capital de la provincia de Mendoza, cuya longitud se ha estimado en 40 Km. El tipo de operación considerada es libre, habiéndose aumentado los costos de operación en un 10 %. Este aumento adicional sobre el costo de operación se ha estimado en base a las posibles detenciones e interrupciones producidas por las características del tránsito en esa zona.

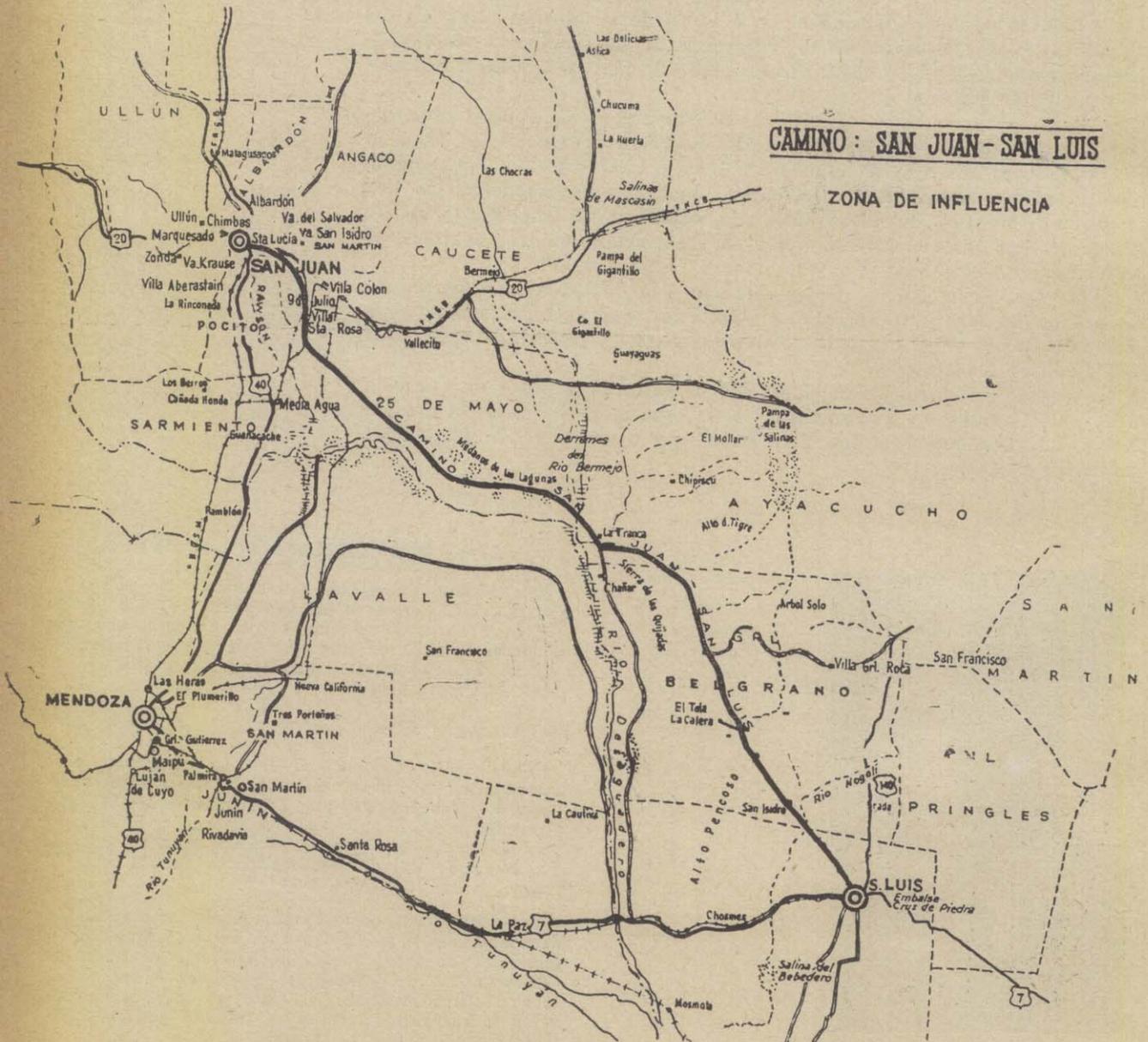
b) **Tránsito rural:** Excepto los tramos consignados precedentemente, el tipo de operación en el resto del camino, se ha considerado libre, no obstante existir un tramo de pavimento de grava de 38 Km, que no ha sido considerado por cuanto la construcción de un pavimento de tipo superior ya ha sido iniciada y se calcula su terminación para dentro de 3 años.

c) **Controles policiales:** Otro factor que es necesario destacar, es el número de controles policiales que existen a lo largo de este camino y que inciden en los costos del tiempo de transporte. Su ubicación y nómina, es la siguiente:

Provincia	Localidad	Ruta	Tiempo neutralización
San Juan	San Carlos	40	10 minutos
Mendoza	Jocolí	40	10 minutos
Mendoza	Desaguadero	7	15 minutos
San Luis	San Luis	7	10 minutos

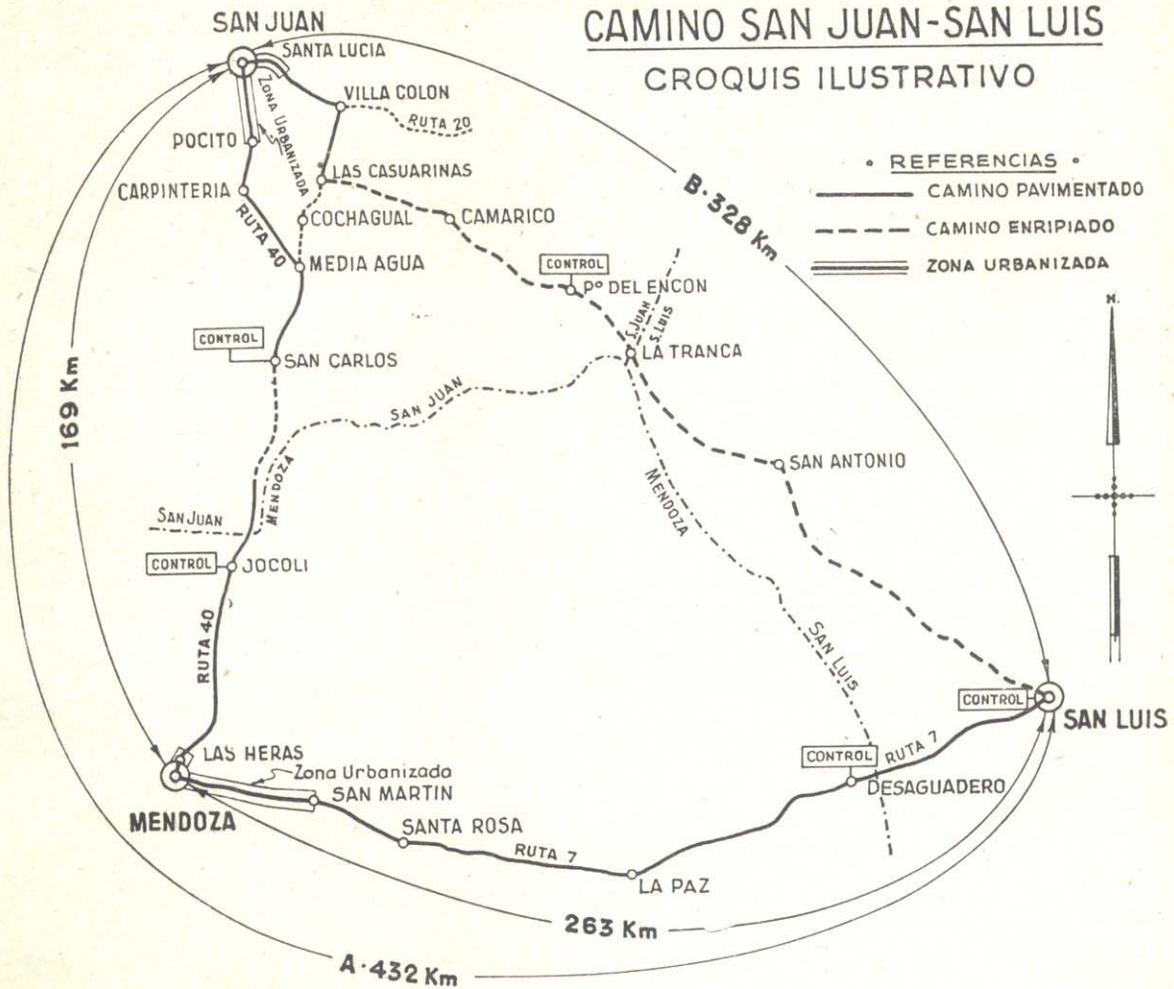
RESUMEN CAMINO "A"

Tramo	Zona	Km	Tipo operación	Controles
0 a 10 Km	Urbana	10	Libre-urb.	—
10 a 158 Km	Rural	148	Libre	2
158 a 198 Km	Urbana	40	Libre-urb.	—
198 a 432 Km	Rural	134	Libre	2



CAMINO SAN JUAN-SAN LUIS

CROQUIS ILUSTRATIVO



2º) Camino "B":

Este camino está formado por la ruta nacional Nº 20, la provincial Nº 278 y 2 en San Juan, y provincial Nº 3 en San Luis. Su pavimento es grava en su mayor extensión, exceptuando el tramo de las rutas, nacional Nº 20 y provincial Nº 278 que en una longitud de 47 Km es de pavimento asfáltico. El estado general de la obra básica es bueno, pero carece de una conservación adecuada y de un mantenimiento periódico, lo que se traduce en las actuales condiciones de deficiente transitabilidad. Esta deficiencia obedece principalmente a una carencia en la coordinación de los trabajos, como también a la falta de un presupuesto adecuado, que permita realizar la conservación necesaria. En la actualidad, dicha conservación se encuentra regida por los organismos viales de cada provincia, que no poseen el mantenimiento de equipos y personal necesarios que permitan ejecutar los trabajos indispensables. En el transcurso de varios años, se ha perdido un elevado porcentaje de material ripioso, como también se opera una deteriorización progresiva

en las obras básicas cuya reparación es necesario encarar de inmediato.

Sobre la base de una reparación total y de un mantenimiento periódico, se considera que esta ruta podría satisfacer las necesidades del tránsito actual y futuro y que tales inversiones se justifican plenamente.

- Tipos de Operación:** Los tipos de operación en este camino, son perfectamente definidos. OPERACION LIBRE, sobre las rutas, nacional Nº 20 y provincial Nº 278, cuyos pavimentos asfálticos, el primero está terminado en buenas condiciones y el segundo recientemente iniciado. No existen en todo su trayecto zonas urbanas, por haber sido construido, recientemente, el acceso de la ruta nacional Nº 20 a la capital de San Juan. La ciudad de Caucete se evita por la ruta provincial Nº 278 que empalma con la Nº 20 antes de aquel punto.
- Controles Policiales:** En la actualidad existe únicamente un control, en Encón, provincia de San Juan, y se prevé que en el futuro se creará uno, en el trayecto desde el límite hasta esa capital.

Resumen Camino "B"

Tramo	Zona	Pavimento	KM	Tipo Operación	Controles	Tiempo Neutral
0-47	Rural	Asfáltico	47	Libre	—	20 m en total
47-328	Rural	Grava	281	Restringida	2	

II — TRANSITO ACTUAL

PARA determinar el número de vehículos que utilizan el camino "A", se obtuvieron los datos estadísticos de tránsito de los controles de Desaguadero y Jocolí. En aquel control, se consignaron únicamente los vehículos que pasaban por él con patente de San Juan y, en Jocolí, únicamente aquellos que no fuesen de San Juan y Mendoza; los datos se obtuvieron desde el año 1952 a 1955, considerando tres épocas iguales en cada año, el promedio de los valores obtenidos anualmente es:

CENSO DE TRANSITO — CAMINO "A" (Drenado)

Año	Camiones Prom. Diario	Autos Prom. Diario	Total Diario
1952	8,30	19,74	28,04
1953	9,09	17,21	26,30
1954	12,36	16,91	29,27
1955	19,09	18,88	37,97

No fué posible obtener estadísticas de años anteriores por la carencia de antecedentes en los archivos de las oficinas encargadas correspondientes. El número de vehículos que pasa por Encón, camino "B", se determinó directamente y en los mismos días que se observaron en los controles de Mendoza; el resultado del censo, fué el siguiente:

Año	Camiones	Autos	Total Diario
1952	11,45	2,42	13,87
1953	9,27	2,24	11,51
1954	9,27	2,70	11,97
1955	10,52	2,45	12,97

El promedio total de tránsito sería el precedentemente consignado, más el que se presume drenaría el camino "A".

Año	Camiones	Autos	Total
1952	19,75	22,16	41,91
1953	18,36	19,45	37,81
1954	29,61	19,61	41,24
1955	21,63	21,33	50,94

Como se puede apreciar del estudio del cuadro precedente, el promedio de camiones, con relación al total, es aproximadamente el 50 %, valor que ha sido considerado a los efectos del cálculo de los costos de operación ya que se considera que éstos son tres veces mayores que el de los automóviles.

III — PREDICCIÓN DE TRANSITO

PARA predecir el tránsito se recabó de las oficinas técnicas pertinentes los datos de consumo de combustibles en nuestra provincia, desde el año 1946 a 1955. Los que se obtuvieron, discrepaban con los consignados en la "Síntesis Estadística Mensual, de la Secretaría

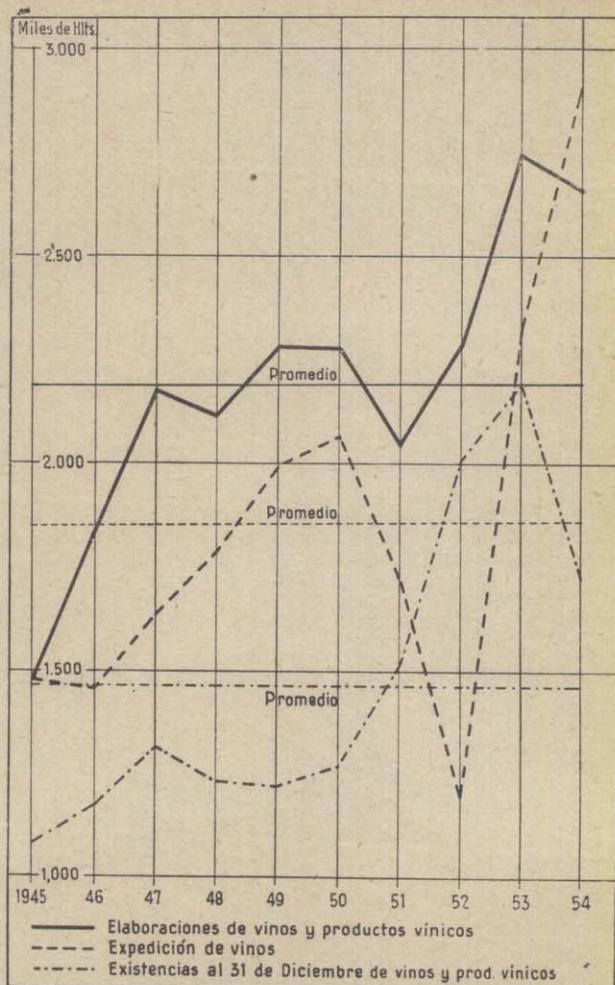


Gráfico N° 1

La Industria Vitivinícola en la provincia de San Juan. Movimiento de vinos.

de Asuntos Técnicos de la Presidencia de la Nación", cuyos datos eran posteriores al año 1949 inclusive. Ante esta discrepancia, se estudió la variación anual de la producción de vinos de la provincia y se comparó además la expedición de los vinos, en relación con el tránsito operado, en los años que fué posible determinar los censos de vehículos. La notable similitud de variación anual, como puede constatarse en el gráfico N° 1, originó el estudio de la elaboración de los vinos, con relación a la evolución del tránsito. En las estadísticas de expedición de vinos de nuestra provincia, se observa un período crítico durante los años 1951 y 1952, gráfico N° 2; disminución que se manifiesta en el tránsito, en el transcurso de esos mismos años. La restricción en el traslado de vinos en este período, originó en el año 1953 un aumento anormal en la expedición, debido a la cantidad de producto almacenado, que debió trasladarse, por estar colmada la capacidad de las bodegas.

El consumo interno que restaría valores a la expedición, se considera uniforme, o de aumento paralelo al crecimiento vegetativo de la población de la provincia. El excedente es el saldo de traslado que, en condiciones normales, debe salir de la provincia y, por ser éste el factor que rige la actividad en la mayoría de los órdenes económicos de la provincia, se considera

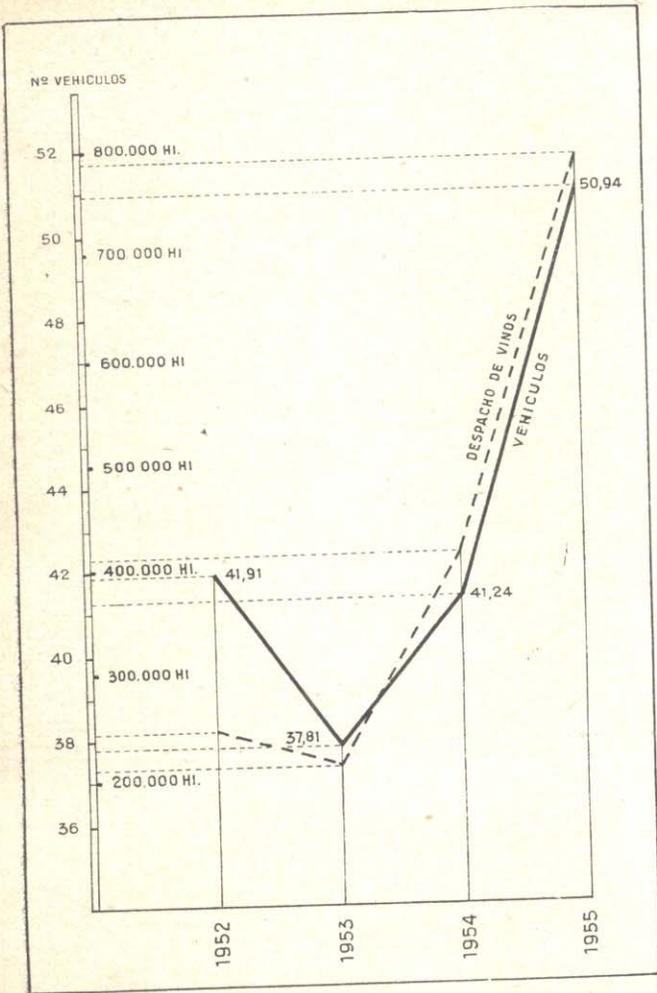


Gráfico N° 2

Comparación entre promedio diario del tránsito y el despacho de vino en camiones tanque.

el más apropiado para predecir el tránsito en el estudio que nos ocupa. Para la predicción se ha aplicado la ecuación de Gompertz:

$$y = ab^c = 2.461,602 \times 1.095^{1,1483^x} \quad (\text{Gráfico N° 3})$$

Los datos estadísticos de producción de vinos, base para la determinación de las constantes a, b, c, son:

Año	Miles Hectólitos	2.502
1946	" "	2.930
1947	" "	2.786
1948	" "	3.039
1949	" "	2.990
1950	" "	2.642
1951	" "	2.667
1952	" "	3.458
1953	" "	3.325
1954	" "	

De los valores de la función

$$y = ab^c = 2.461,602 \times 1.095^{1,1483^x}$$

obtenidos, y de la relación $\frac{t f}{t a} = \frac{v f}{v a}$ se calculó el

$$\text{tránsito futuro } t f = \frac{v f}{v a} \cdot t a \quad (\text{Gráfico N° 4}).$$

Dichos valores se consignan a continuación:

Año	Producción	Tránsito
1946	2.695,1	—
1947	2.731,6	—
1948	2.774,1	—
1949	2.823,7	—
1950	2.881,8	—
1951	2.950,0	—
1952	3.030,3	—
1953	3.125,1	—
1954	3.237,8	41,2
1955	3.372,2	43,0
1956	3.533,4	45,0
1957	3.728,1	47,5
1958	3.964,9	50,5
1959	4.255,4	54,2
1960	4.615,4	58,8
1961	5.066,5	64,5
1962	5.639,3	71,8
1963	6.377,1	81,2
1964	7.344,3	93,5
1965	8.637,3	110,0
1966	10.405,4	132,5
1967	12.886,3	164,1
1968	16.473,3	209,8
1969	21.840,7	278,2
1970	30.192,4	384,6

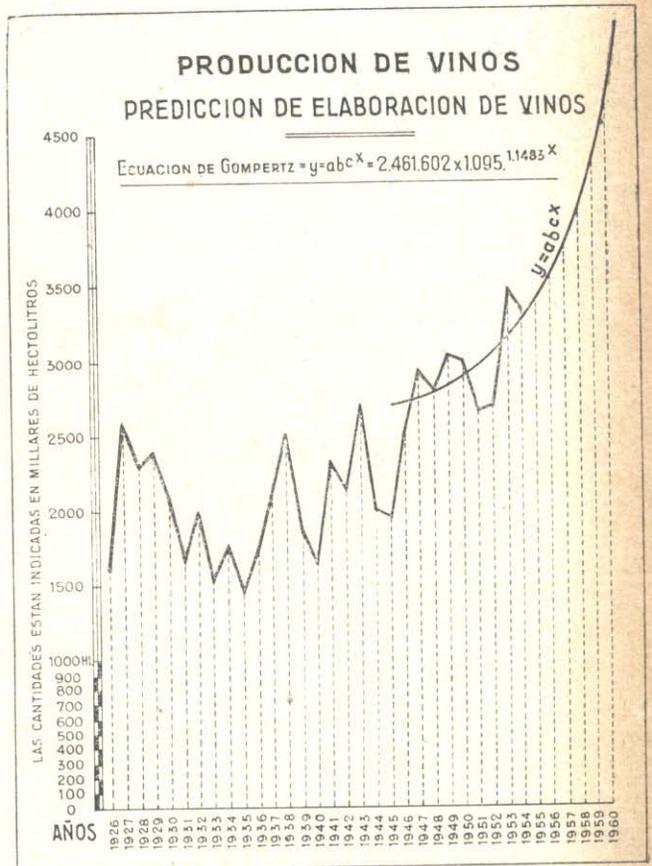


Gráfico N° 3

IV — TRANSITO FUTURO

EL tránsito que regirá el estudio económico, se ha calculado a 10 años de la fecha por considerar incierto predecir para mayor tiempo, ya que el incremento anual que se manifiesta a partir de ese año, es elevado.

El número de vehículos y la relación camiones-automóviles por día, es:

Camiones	Autos	Total
55	55	110

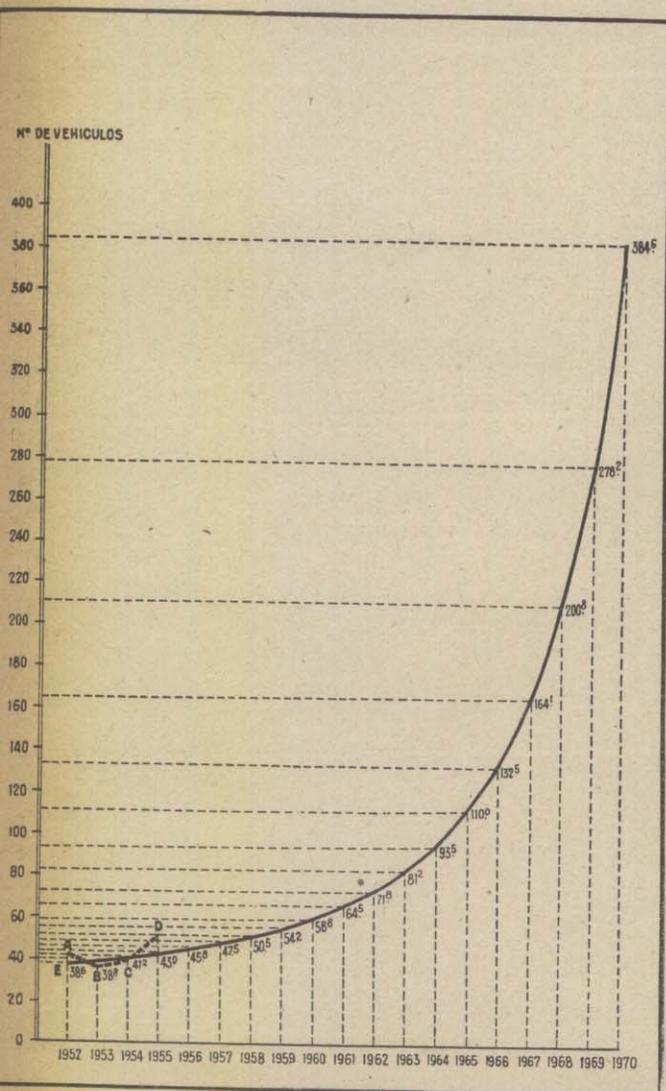
Total de vehículos en relación al costo de operación.
 $55 \times 3 + 55 = 220$ vehículos.

El factor 3 ha sido aplicado por el mayor costo de operación de los camiones con relación a los automóviles.

GRAFICO Nº 4

Predicción de tránsito
 ABCD: Tránsito actual.

EF: Tránsito futuro.



V — COSTOS DE OPERACION

PARA la determinación del costo unitario de operación y tiempo, se ha seguido en líneas generales el procedimiento desarrollado en la reciente publicación de la Asociación Argentina de Carreteras "Análisis del Beneficio de los Usuarios en el Mejoramiento de Caminos". Los valores tabulados en dicha publicación que se encuentran en moneda norteamericana, se han transformado a moneda nacional recurriendo a los costos básicos considerados en ese trabajo en la pág. 17, habiéndose convertido primeramente a rendimiento para con posterioridad aplicar los precios que rigen en nuestros mercados.

Los valores básicos para la determinación de nuestros costos, son los siguientes:

Costo vehículo \$ 120.000 modelo usado común.
 Valor residual $v_r = 40\%$ de V_0

Mantenimiento y reparación:

S/tierra p/año	\$ 10.000,00
S/grava p/año	" 7.000,00
S/pavimento superior p/año	" 5.000,00
Costo de nafta p/litro	" 2,00
Costo de aceite p/litro	" 4,00
Cubiertas	" 460,00

Gastos fijos anuales (tenencia de vehículo)

Patente anuales	\$ 600,00
Seguro anuales	" 1.500,00
Garage anuales	" 1.200,00

Depreciación: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Uso} \dots\dots 50\% \\ \text{Tiempo} \dots 50\% \\ \text{S}/160.000 \text{ Km.} = 16.000 \text{ Km/año} \end{array} \right.$

Para la determinación del costo de tiempo se ha partido de la hipótesis de que el costo de tiempo por vehículo/Km es función directa de la velocidad de circulación y que el valor por persona/hora sería:

$$\frac{\$ 3.500}{8 \text{ h.} \times 22 \text{ d.}} = \$ 19,886$$

Siendo \$ 3.500, la asignación mensual promedio y viático que debería corresponder por tratarse de viajes interprovinciales.

La cantidad de personas por vehículo se considera en 1,8, este valor ha sido tomado de la publicación de referencia.

A continuación se desarrolla el procedimiento de cálculo seguido a fin de ilustrar las consideraciones precedentes.

Costo del Usuario en Operación Continua Sobre Pavimentos Grava

Determinación del costo unitario combinado de operación y tiempo por vehículo/Km.

Costo por unidad de vehículos: 120.000

a) Costo operación velocidad media 45 Km/h

$$\text{Combustibles} = \frac{0,0178 \text{ Dls/millas} \times 3,785 \text{ l/g} \times 2 \text{ \$/l}}{0,28 \text{ Dls/g} \times 1,6 \text{ Km/millas}} = 0,301 \text{ \$/Km}$$

$$\text{Cubiertas} = \frac{0,0057 \text{ Dls/millas} \times 5 \text{ cub.} \times 460 \text{ \$/cubiertas}}{100 \text{ Dls.} \times 1,6 \text{ Km/millas}} = 0,082 \text{ \$/Km}$$

$$\text{Aceite} = \frac{0,0015 \text{ Dls/millas} \times 0,946 \text{ l/} \frac{1}{4} \text{ gg} \times 4 \text{ \$/l}}{0,30 \text{ Dls/} \frac{1}{4} \text{ gg} \times 1,6 \text{ Km/millas}} = 0,010 \text{ \$/Km}$$

$$\text{Mantenimiento y Reparación} = \frac{\$ 7.000 \text{ anuales}}{16.000 \text{ Km}} = 0,437 \text{ \$/Km}$$

$$\text{Depreciación por uso:} \quad \frac{\$ 120.000}{2 \times 160.000 \text{ Km}} = 0,375 \text{ \$/Km}$$

1,205 \\$/Km

Costo de la operación:

b) Tenencia del vehículo:

Patente:	\\$ 600,00 anuales
Seguro:	„ 1.500,00 „
Garage:	„ 1.200,00 „

$$\text{Interés} = \left(\frac{V_0 - V_r}{2} + V_r \right) r = \frac{V_0 + V_r}{2} \cdot r =$$

$$= \frac{[120.000 + (0,4 \times 120.000)] \cdot 0,07}{2} = \$ 5.880$$

$$\text{Depreciación por tiempo:} \quad \frac{\$ 120.000}{2 \times 10 \text{ años}} = 6.000,00 \text{ \$/año}$$

Costo anual total: 15.180,00 \\$/año.

$$\text{Costo por Km.:} \quad \frac{15.180 \text{ \$/año}}{16.000 \text{ Km/año}} = 0,948 \text{ \$/Km.}$$

c) Costo de Tiempo:

Para la determinación del costo de tiempo se calcula en base a un transporte de 1,8 personas por vehículo y a la velocidad media considerada.

Sueldo promedio por persona incluido viático, indemnización, etc. \$ 3.500,00 mensuales

$$\frac{\$ 3.500 \times 1,8 \text{ personas}}{8 \text{ hs.} \times 22 \text{ d.} \times 45 \text{ Km/h.}} = 0,799 \text{ \$/Km.}$$

Costo Total por Kilómetro \$ 2,952 \\$/Km.

Se acompañan además las tablas con los costos de operación y tiempo para los diversos tipos de pavimentos y operación, que definen las características de estos caminos. (Ver Apéndice).

Costo anual:

Para determinar el costo anual de operación y tiempo de los usuarios se aplica la fórmula siguiente:

$$\text{Costo usuario} = 365 \times A \times L \times U + 365 \times A \times T$$

Siendo A = Tránsito medio diario anual para el período de análisis.

L = Longitud del Camino.

U = Costo combinado de operación y tiempo por vehículo/Km.

T = Costo por tiempo de neutralización en controles policiales.

CALCULO COMBINADO DEL COSTO DE OPERACION Y TIEMPO POR VEHICULO/KILOMETRO

Costo de operación vehículo a San Luis por Mendoza

Tramo	Calz. y Estado	Zona	Tipo Oper.	Vel.	Long.	Costo Oper. Por Km.	Costo Op. Vehic.	Total
0-10	Pav. asfáltico	Urbana	—	30	10	2,9106 (1)	29,106	
10-158	Pav. asfáltico	Rural	Libre	50	148	2,646	391,608	
158-198	Pav. asfáltico	Urbana	—	30	40	2,9106 (1)	116,424	
198-432	Pav. asfáltico	Rural	Libre	50	234	2,646	619,164	
Costo tiempo por controles policiales							26,847	1.183,149

(1) Para zona urbana se ha incrementado un 10 % en los costos de operación.

Costo de operación vehículo a San Luis por Encón

Tramo	Calz. y Estado	Zona	Tipo Oper.	Vel.	Long.	Costo Oper. Por Km	Costo Oper. Vehic.	Total
0-47	Asfalto	Rural	Libre	50	47	2,646	124,362	
47-328	Grava	Rural	Libre	45	281	2,952	829,512	
Costo tiempo por controles policiales							11,932	965,806

RESUMEN:

Costo operación y tiempo por Mendoza	\$	1.183.149.—
Costo operación y tiempo por Encón	„	965.806.—
Costo total anual de operación:		
Por Mendoza 365 × 220 × 1.183,149	\$	95.006.864,70
Por Encón 365 × 220 × 965,806	„	77.554.221,80

VI — COSTO ANUAL DE CAMINOS

a) Camino por Mendoza:

El costo de conservación anual de este camino se ha calculado en base a informaciones suministradas por la Administración General de Vialidad Nacional. Los costos de mantenimiento para el tramo de ruta entre esta capital y Rinconada en el año 1955 han sido de \$ 216.735,45 sobre una longitud de 20 Km. La característica de este pavimento es de asfalto y su construcción, que data de 20 años aproximadamente, se encuentra en buenas condiciones.

Otro elemento que nos ha servido para determinar el costo anual, es el gasto de conservación de la ruta Caucete-San Juan, de reciente construcción. Se ha invertido la suma de \$ 184.700 sobre una longitud de 27,8 Km; no obstante predominar en el camino "A" un pavimento con muchos años de uso, se ha promediado su costo anual en función de los datos precedentes:

$$\left(\frac{\$ 216.735,4}{20} + \frac{184.700}{27,8} \right) \frac{1}{2} \approx \$ 8.500$$

Costo total anual de conservación:

$$\frac{8.500 \times 432}{3} = \$ 1.224.000$$

El factor $\frac{1}{3}$ se aplica por considerar que únicamente

la tercera parte corresponde a tránsito directo y el resto a tránsito local.

b) Camino por Encón:

Para considerar el costo total anual de camino, aplicamos la fórmula $H = C \times R \times M$ en la que

C = costo total de todos los items de mejoramiento.

R = valor del factor de recuperación de su promedio de vida.

CALCULO DE COSTO DE CONSERVACION ANUAL

1 — GASTO DE MANTENIMIENTO DE EQUIPO:

a) Equipo mecánico:

Una motoniveladora 45 H.P.	\$	200.000,00
Implementos, herramientas, cuchillas, etc.	„	30.000,00
Suma	\$	230.000,00

Interés del capital por día:

$$\frac{[230.000 + (0,4 \times 230.000)] \times 0,7}{2 \times 220} = 51,23 \text{ \$/día}$$

Amortización:

$230.000 \times 8 \text{ horas} = \dots\dots\dots 184,00 \text{ \$/día}$
 $\frac{\quad}{10.000 \text{ horas}}$

Reparaciones:

$\$ 230.000 \times 0,10 = \dots\dots\dots 104,54 \text{ \$/día}$
 $\frac{\quad}{220}$

Traslado de equipo desde Dpto. a obra y viceversa una vez cada 100 días:

$\frac{500}{100} = \dots\dots\dots 5,00 \text{ \$/día}$

Total gastos equipo 344,77 \\$/día

b) Lubricantes y combustibles:

Gas-oil 40 litros/día $\times 1,40 \text{ \$/litro} \dots\dots\dots 56,00 \text{ \$/día}$
 Aceite 1 litro/día $\times 4,00 \text{ \$/litro} \dots\dots\dots 4,00 \text{ \$/día}$
 Aceite (reposición) 30 % de un litro $\dots\dots\dots 1,20 \text{ \$/día}$
 Grasa 1 kilo por día $\dots\dots\dots 2,60 \text{ \$/día}$
 Estopa y empaquetadura (aproximadamente) $\dots\dots\dots 1,00 \text{ \$/día}$
 Gastos totales lubricantes y combustibles 64,80 \\$/día

c) Mano de obra:

Un maquinista de primera $\dots\dots\dots \$ 43,70$
 Un ayudante de maquinista $\dots\dots\dots \text{,, } 34,78$ 78,48 \\$/día
 Incidencias cargas sociales: $78,48 \times 32,67 \% \dots\dots\dots 25,64 \text{ \$/día}$
 Viático maquinista y ayudante: $\$ 33,00 + \$ 27,00 \dots\dots\dots 60,00 \text{ \$/día}$
 Total de gastos por mano de obra 164,12 \\$/día

Costo general diario:

a) $\dots\dots\dots \$ 344,77$
 b) $\dots\dots\dots \text{,, } 64,80$
 c) $\dots\dots\dots \text{,, } 164,12$
573,69 \\$/día

Costo por año:

$573,69 \times 200 \text{ días} \dots\dots\dots 126.211,80 \text{ \$/año}$

2 — REPOSICION DE MATERIAL RIPIOSO:

$124.000 \text{ m} \times 4,00 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} = 24.800 \text{ m}^3$
 Distancia media de transporte: 80 Km $\dots\dots\dots \$ 3.968.000,00$
 $24.800 \text{ m}^3 \times 80 \text{ Km} \times 2,00 \text{ \$/m}^3 \text{ Km} \dots\dots\dots 3.968.000$
 Se considera realizar el trabajo en 2 años, luego el costo anual $\frac{3.968.000}{2} \dots\dots\dots \text{,, } 1.984.000,00$

3 — CUADRILLA VOLANTE:

Con un camión, trabajo mensual = 7 días.

a) Mano de obra:

5 obreros $\times 24,00 \text{ \$/día} \dots\dots\dots \$ 840,00$
 1 Capataz $\times 36,00 \text{ \$/día} \dots\dots\dots \text{,, } 252,00$
 1 Chofer $\times 41,00 \text{ \$/día} \dots\dots\dots \text{,, } 287,00$ 1.379,00

Incidencias por cargas sociales:

$\$ 1.379,00 \times 32,67 \% \dots\dots\dots \text{,, } 450,52$
 Viático chofer $\$ 40,00 \times 7 \text{ días} \dots\dots\dots \text{,, } 280,00$
 Costo mano de obra 2.109,52

b) Gastos camión:

Interés del capital amortización y renovación \$ 14450

DETERMINACION DEL COSTO ANUAL DE MEJORAMIENTO

Tipo de obra	Monto	Vida Util Años	Interés %	Km	Costo Anual \$
Enripiado 0,05	6.744.000	24	7	0,0872	588.076,80
Obra Básica	1.000.000	40	7	0,0750	75.000,00
Obras complementarias	1.500.000	60	7	0,0712	106.800,00
				Total	769.876,80

Costo anual del camino:

$$C_a = V_o \cdot K + M$$

$$C_a = \$ 769.876,80 + \$ 3.667.452,09 = \$ 4.437.328,89$$

VII — COEFICIENTE DE BENEFICIO

$$\text{Coef. Benef.} = \frac{C_v - c_v}{C_a - c_a}$$

Siendo C_v = costo anual total del usuario para el camino existente

c_v = costo anual total del usuario camino propuesto

c_a = costo anual total del mejoramiento.

C_a = costo anual total del camino existente

$$\text{Coef. de Benef} = \frac{95.006.864,70 - 77.554.221,80}{4.437.328,89 - 1.224.000} = 5,43$$

Coeficiente de Beneficio: 5,43

VIII — COSTO TOTAL DE TRANSPORTE

$$C_t = C_a + C_i$$

Por Mendoza camino "A"

$$C_t = 95.006.864,70 + 1.224.000,00 = 96.230.864,70$$

Por Encón camino "B"

$$C_t = 77.554.221,80 + 4.437.328,89 = 81.991.550,69$$

Diferencia del costo total de transporte: \$ 14.239.314,01

RESUMEN

Coeficiente de beneficio	\$	5,43
Costo total anual de transporte, camino "A"		96.230.864,70
Costo total anual de transporte, camino "B"		81.991.550,69
Diferencia costo total de transporte ..		14.239.314,09
Costo anual total de operación del usuario camino "A"		95.006.864,70
Costo anual total de operación del usuario camino "B"		77.554.221,80
Diferencia de costo anual total de operación		17.452.642,90

CONSIDERACIONES FINALES

De los valores obtenidos se desprende:

1º) Que este camino prestará a los usuarios, un beneficio superior a cinco veces el costo de operación.

2º) Que la inversión inicial prevista, de nueve millones, producirá una economía anual de transporte en el término de vida útil del camino.

3º) Que es evidente la justificación de inversiones en obras de pavimentación tipo superior, ya que si capitalizamos la economía de operación, obtendremos los siguientes valores:

$$\text{Partiendo de } C_a = V_o \cdot k + M; \text{ tendremos } V_o = \frac{C_a - M}{k}$$

Donde:

V_o , es igual al valor inicial

C_a , es igual a la diferencia del costo anual de operación

M , es igual, $M_1 + M_2$ = mantenimiento progresivo

$$M_1 = \frac{M_o \times 47}{3}; \text{ siendo } 1/3 = \text{coeficiente por tránsito directo}$$

$$M_2 = M_o \times 281 \text{ Km}$$

$$M_o = 8.500 \text{ \$/Km año } \therefore M = \$ 8.500 (47/3 \times 281)$$

k , es igual al factor de recuperación del capital con sus intereses.

$$k = \frac{R \cdot (1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1} = 0,1259$$

$$r = 7 \%$$

$$n = 12 \text{ años}$$

$$= \frac{17.452.642,90 - 8.500 (47/3 + 281)}{0,1259} = \$ 118.594.383,63$$

4º) En conocimiento del estado financiero por que atraviesa esa administración nacional, no se han realizado planteamientos de esta naturaleza, quedando supeditado a las posibilidades de realización futuras.

Con lo expuesto precedentemente se ha demostrado la importancia de esta ruta, en la actividad económica del país, como también la necesidad de preservar y mejorar las construcciones existentes. El cálculo económico se ha realizado en base a datos y estadísticas, que definen la evolución económica de nuestra zona, tan vinculada al problema que nos ocupa.

La industria vitivinícola, no puede considerarse de evolución limitada en el término de cálculo previsto, por la riqueza potencial y activa de la provincia, que cuenta con posibilidades de realizar grandes obras hidráulicas, que además de fortalecer, aumentará el proceso evolutivo previsto.

Es indudable, que existen además otros factores, que incrementarán posiblemente nuestras previsiones, pero al no ser mensurables en su magnitud, no han sido considerados tales por ejemplo el camino internacional a Chile por Agua Negra en esta provincia, cuyos trabajos en la zona argentina, han de finalizar en el transcurso de tres años aproximadamente. La intercomunicación quedará supeditada a las posibilidades ejecutivas, en la parte chilena, siendo aventurado predecir el tiempo en que se concretará la habilitación al tránsito internacional.

Con el propósito de fundamentar la solicitud de transferencia de esta ruta, a la Administración General de Vialidad Nacional, a fin de que sea incluida en la red

A P E N D I C E

TABLA Nº 1

Costo de Usuarios para Automóviles en Zonas Rurales:

CAMINOS DE DOS TROCHAS RECTAS — PAVIMENTOS EN BUENAS
CONDICIONES — OPERACION LIBRE

Costo del Usuario en \$ m/n. por vehículo-kilómetro

Veloc. Med. K/h.	Pendiente %	Combustibles	Cubiertas	Aceite	Mantenim. y Reparación	Depreciación	Costo Operac. Sub-Total	Tiempo	Gasto Fijo	Total
51,2	0-3	0,274	0,030	0,008	0,312	0,375	0,999	0,699	0,948	2,646
	3-5	0,284	0,035	0,008	0,312	0,375	1,014	0,699	0,948	2,661
	5-7	0,297	0,045	0,008	0,312	0,375	1,037	0,699	0,948	2,684
	7-9	0,329	0,068	0,008	0,312	0,375	1,084	0,699	0,948	2,731
57,6	0-3	0,282	0,037	0,009	0,312	0,375	1,015	0,621	0,948	2,584
	3-5	0,296	0,043	0,009	0,312	0,375	1,035	0,621	0,948	2,604
	5-7	0,311	0,056	0,009	0,312	0,375	1,063	0,621	0,948	2,632
	7-9	0,346	0,075	0,009	0,312	0,375	1,117	0,621	0,948	2,686
64,0	0-3	0,296	0,046	0,010	0,312	0,375	1,039	0,559	0,948	2,546
	3-5	0,311	0,053	0,010	0,312	0,375	1,061	0,559	0,948	2,568
	5-7	0,328	0,069	0,010	0,312	0,375	1,094	0,559	0,948	2,601
	7-9	0,373	0,092	0,010	0,312	0,375	1,162	0,559	0,948	2,669
70,4	0-3	0,313	0,058	0,011	0,312	0,375	1,069	0,508	0,948	2,525
	3-5	0,329	0,066	0,011	0,312	0,375	1,093	0,508	0,948	2,549
	5-7	0,353	0,086	0,011	0,312	0,375	1,137	0,508	0,948	2,593
	7-9	0,407	0,115	0,011	0,312	0,375	1,220	0,508	0,948	2,676
76,8	0-3	0,336	0,072	0,013	0,312	0,375	1,108	0,466	0,948	2,522
	3-5	0,358	0,083	0,013	0,312	0,375	1,141	0,466	0,948	2,555
	5-7	0,387	0,108	0,013	0,312	0,375	1,195	0,466	0,948	2,609
	7-9	0,460	0,144	0,013	0,312	0,375	1,304	0,466	0,948	2,718
83,2	0-3	0,372	0,091	0,015	0,312	0,375	1,165	0,430	0,948	2,543
	3-5	0,400	0,104	0,015	0,312	0,375	1,206	0,430	0,948	2,584
	5-7	0,441	0,137	0,015	0,312	0,375	1,280	0,430	0,948	2,658
	7-9	0,539	0,181	0,015	0,312	0,375	1,422	0,430	0,948	2,800
89,6	0-3	0,431	0,108	0,020	0,312	0,375	1,246	0,400	0,948	2,594
	3-5	0,470	0,122	0,020	0,312	0,375	1,299	0,400	0,948	2,647
	5-7	0,532	0,161	0,020	0,312	0,375	1,400	0,400	0,948	2,748
96,0	0-3	0,539	0,121	0,028	0,312	0,375	1,375	0,373	0,948	2,696
	3-5	0,598	0,139	0,028	0,312	0,375	1,452	0,373	0,948	2,773

Consideraciones Técnicas: El interesante estudio realizado por el Ing. Belloni, sobre la longitud de la red de caminos en nuestro país, y la red troncal, considerada como el 7 % de aquélla, según el criterio del Ing. James, nos ha permitido relacionar la longitud de ruta troncal de ruta construída, con la calculada. No obstante observar que en nuestro caso, como en otras provincias, estos valores son inferiores a las necesidades reales, ya que un simple análisis permite apreciar relaciones discutibles, como en el caso de Tucumán con San Juan, Salta, etc., ellos se han emitido como aceptables.

Al margen de aquel planteamiento creemos oportuno señalar que ese criterio, si bien puede ser admisible para la determinación de la red total necesaria, es objetable para la determinación de la red troncal, por cuanto ésta debe estar más relacionada con la superficie, perímetro, ubicación y características geográficas de cada provincia, y no únicamente a la relación densidad de población y superficie, que es la base de tales determinaciones.

A continuación se transcribe una planilla con los valores calculados de la red troncal necesaria y la red actual de caminos, habiéndose determinado la relación:

red parcial actual, sobre red parcial calculada. Esos índices nos permiten apreciar, a simple vista, el estado de nuestra red en relación a las necesidades teóricas:

Provincias	Red total Calculada Km.	Red Actual Km.	Coefficiente Red actual/Red calculada %
Catamarca	1.750	2.314	1,322
Jujuy	1.050	1.309	1,246
Salta	2.700	2.877	1,065
Entre Ríos	2.800	2.224	0,794
La Rioja	1.850	1.328	0,718
Corrientes	2.750	1.868	0,679
San Luis	1.980	971	0,490
Santa Fe	5.150	3.003	0,583
S. del Estero	3.700	1.644	0,444
Mendoza	4.000	1.659	0,414
Buenos Aires	13.700	5.659	0,413
Córdoba	5.800	2.383	0,410
Tucumán	1.100	443	0,403
San Juan	2.200	669	0,304



Correo Argentino
Buenos Aires (B.A.)
FRANQUEO PAGADO
Concesión N° 5942

A P E N D I C E

TABLA N° 1

Costo de Usuarios para Automóviles en Zonas Rurales:

CAMINOS DE DOS TROCHAS RECTAS — PAVIMENTOS EN BUENAS
CONDICIONES — OPERACION LIBRE

Costo del Usuario en \$ m/n. por vehículo-kilómetro

Veloc. K/h.	Med. Pendiente %	Combustibles	Cubiertas	Aceite	Mantenim. y Reparación	Depreciación	Costo Operac. Sub-Total	Tiempo	Gasto Fijo	Total
51,2	0-3	0,274	0,030	0,008	0,312	0,375	0,999	0,699	0,948	2,646
	3-5	0,284	0,035	0,008	0,312	0,375	1,014	0,699	0,948	2,661
	5-7	0,297	0,045	0,008	0,312	0,375	1,037	0,699	0,948	2,684
	7-9	0,329	0,068	0,008	0,312	0,375	1,084	0,699	0,948	2,731
57,6	0-3	0,282	0,037	0,009	0,312	0,375	1,015	0,621	0,948	2,584
	3-5	0,296	0,043	0,009	0,312	0,375	1,035	0,621	0,948	2,604
	5-7	0,311	0,056	0,009	0,312	0,375	1,063	0,621	0,948	2,632
	7-9	0,346	0,075	0,009	0,312	0,375	1,117	0,621	0,948	2,686
64,0	0-3	0,296	0,046	0,010	0,312	0,375	1,039	0,559	0,948	2,546
	3-5	0,311	0,053	0,010	0,312	0,375	1,061	0,559	0,948	2,568
	5-7	0,328	0,069	0,010	0,312	0,375	1,094	0,559	0,948	2,601
	7-9	0,373	0,092	0,010	0,312	0,375	1,162	0,559	0,948	2,669
70,4	0-3	0,313	0,058	0,011	0,312	0,375	1,069	0,508	0,948	2,525
	3-5	0,329	0,066	0,011	0,312	0,375	1,093	0,508	0,948	2,549
	5-7	0,353	0,086	0,011	0,312	0,375	1,137	0,508	0,948	2,593
	7-9	0,407	0,115	0,011	0,312	0,375	1,220	0,508	0,948	2,676
76,8	0-3	0,336	0,072	0,013	0,312	0,375	1,108	0,466	0,948	2,522
	3-5	0,358	0,083	0,013	0,312	0,375	1,141	0,466	0,948	2,555
	5-7	0,387	0,108	0,013	0,312	0,375	1,195	0,466	0,948	2,609
	7-9	0,460	0,144	0,013	0,312	0,375	1,304	0,466	0,948	2,718
83,2	0-3	0,372	0,091	0,015	0,312	0,375	1,165	0,430	0,948	2,543
	3-5	0,400	0,104	0,015	0,312	0,375	1,206	0,430	0,948	2,584
	5-7	0,441	0,137	0,015	0,312	0,375	1,280	0,430	0,948	2,658
	7-9	0,539	0,181	0,015	0,312	0,375	1,422	0,430	0,948	2,800
89,6	0-3	0,431	0,108	0,020	0,312	0,375	1,246	0,400	0,948	2,594
	3-5	0,470	0,122	0,020	0,312	0,375	1,299	0,400	0,948	2,647
	5-7	0,532	0,161	0,020	0,312	0,375	1,400	0,400	0,948	2,748
96,0	0-3	0,539	0,121	0,028	0,312	0,375	1,375	0,373	0,948	2,696
	3-5	0,598	0,139	0,028	0,312	0,375	1,452	0,373	0,948	2,773

Consideraciones Técnicas: El interesante estudio realizado por el Ing. Belloni, sobre la longitud de la red de caminos en nuestro país, y la red troncal, considerada como el 7 % de aquélla, según el criterio del Ing. James, nos ha permitido relacionar la longitud de ruta troncal de ruta construída, con la calculada. No obstante observar que en nuestro caso, como en otras provincias, estos valores son inferiores a las necesidades reales, ya que un simple análisis permite apreciar relaciones discutibles, como en el caso de Tucumán con San Juan, Salta, etc., ellos se han emitido como aceptables.

Al margen de aquel planteamiento creemos oportuno señalar que ese criterio, si bien puede ser admisible para la determinación de la red total necesaria, es objetable para la determinación de la red troncal, por cuanto ésta debe estar más relacionada con la superficie, perímetro, ubicación y características geográficas de cada provincia, y no únicamente a la relación densidad de población y superficie, que es la base de tales determinaciones.

A continuación se transcribe una planilla con los valores calculados de la red troncal necesaria y la red actual de caminos, habiéndose determinado la relación:

red parcial actual, sobre red parcial calculada. Esos índices nos permiten apreciar, a simple vista, el estado de nuestra red en relación a las necesidades teóricas:

Provincias	Red total Calculada Km.	Red Actual Km.	Coefficiente Red actual/Red calculada %
Catamarca	1.750	2.314	1,322
Jujuy	1.050	1.309	1,246
Salta	2.700	2.877	1,065
Entre Ríos	2.800	2.224	0,794
La Rioja	1.850	1.328	0,718
Corrientes	2.750	1.868	0,679
San Luis	1.980	971	0,490
Santa Fe	5.150	3.003	0,583
S. del Estero	3.700	1.644	0,444
Mendoza	4.000	1.659	0,414
Buenos Aires	13.700	5.659	0,413
Córdoba	5.800	2.383	0,410
Tucumán	1.100	443	0,403
San Juan	2.200	669	0,304

TABLA N° 2

Costo de Usuarios para Automóviles en Zonas Rurales:

CAMINOS RECTOS, GRAVA EN BUENAS CONDICIONES

Pesos m/n. por Vehículo-Kilómetro

Veloc. K/h.	Med. Pendiente %	Combustibles	Cubiertas	Aceite	Mantenim. y Reparación	Depreciación	Costo Sub-Total	Tiempo	Gasto Fijo	Total
32	0-3	0,306	0,063	0,009	0,437	0,375	1,190	1,118	0,948	3,256
	3-5	0,321	0,072	0,009	0,437	0,375	1,214	1,118	0,948	3,280
	5-7	0,350	0,091	0,009	0,437	0,375	1,262	1,118	0,948	3,328
	7-9	0,406	0,119	0,009	0,437	0,375	1,346	1,118	0,948	3,412
38,4	0-3	0,301	0,072	0,009	0,437	0,375	1,194	0,932	0,948	3,074
	3-5	0,314	0,082	0,009	0,437	0,375	1,217	0,932	0,948	3,097
	5-7	0,336	0,105	0,009	0,437	0,375	1,262	0,932	0,948	3,142
	7-9	0,385	0,137	0,009	0,437	0,375	1,343	0,932	0,948	3,223
44,8	0-3	0,301	0,082	0,010	0,437	0,375	1,205	0,799	0,948	2,952
	3-5	0,316	0,093	0,010	0,437	0,375	1,231	0,799	0,948	2,978
	5-7	0,333	0,119	0,010	0,437	0,375	1,274	0,799	0,948	3,021
	7-9	0,380	0,157	0,010	0,437	0,375	1,359	0,799	0,948	3,106
51,2	0-3	0,311	0,093	0,011	0,437	0,375	1,227	0,699	0,948	2,874
	3-5	0,324	0,108	0,011	0,437	0,375	1,255	0,699	0,948	2,902
	5-7	0,343	0,138	0,011	0,437	0,375	1,304	0,699	0,948	2,951
	7-9	0,389	0,181	0,011	0,437	0,375	1,393	0,699	0,948	3,040
57,6	0-3	0,326	0,108	0,012	0,437	0,375	1,258	0,621	0,948	2,827
	3-5	0,345	0,124	0,012	0,437	0,375	1,293	0,621	0,948	2,862
	5-7	0,365	0,160	0,012	0,437	0,375	1,349	0,621	0,948	2,918
	7-9	0,414	0,210	0,012	0,437	0,375	1,448	0,621	0,948	3,017
64	0-3	0,353	0,125	0,013	0,437	0,375	1,303	0,559	0,948	2,810
	3-5	0,373	0,142	0,013	0,437	0,375	1,340	0,559	0,948	2,847
	5-7	0,400	0,184	0,013	0,437	0,375	1,409	0,559	0,948	2,916
	7-9	0,461	0,243	0,013	0,437	0,375	1,529	0,559	0,948	3,036
70-4	0-3	0,397	0,145	0,015	0,437	0,375	1,369	0,508	0,948	2,825
	3-5	0,419	0,165	0,015	0,437	0,375	1,411	0,508	0,948	2,867
	5-7	0,456	0,214	0,015	0,437	0,375	1,497	0,508	0,948	2,953
	7-9	0,537	0,283	0,015	0,437	0,375	1,647	0,508	0,948	3,103

Según el estudio precedente, se observa que únicamente tres provincias: Catamarca, Jujuy y Salta, han superado la longitud teórica, y que todas las demás, se encuentran por debajo de los valores que deberían corresponderles. San Juan se encuentra en último término.

Consideraciones legales: Es evidente que San Juan se encuentra, en relación a las demás provincias, en notoria desventaja en concepto de realizaciones en materia vial, por parte de las instituciones nacionales. La inclusión de la ruta San Juan-San Luis en la red troncal, bajo ese punto de vista, es inobjetable.

Como también, si lo analizamos bajo el punto de vista legal, como específicamente se enuncia en el artículo 3º de la Ley 11.658, modificado por la 12.625 que a continuación se transcribe: "La Dirección Nacional de Vialidad hará un estudio general de las **necesidades viales del país y proyectará la red a construirse.** Al estudiar la red troncal de caminos, la Dirección tendrá especialmente en cuenta y dará preferencia a la construcción de las radiales a los puertos, a los accesos a las estaciones ferroviarias, a los que **unan las provincias y territorios nacionales,** a los que **den acceso a los países limítrofes,** a los que intercomunique ciudades importantes y centros de producción, etc."

Hemos creído conveniente transcribir los términos de este artículo por cuanto esta ruta se encuadra en

los términos allí enunciados y se definen sus características especialmente cuando dice:

1º "**Necesidades viales del país**": Como se ha demostrado en el capítulo pertinente de consideraciones técnicas y económicas esta ruta está ampliamente justificada.

2º "**Se proyectará la red a construirse**": En nuestro caso particular la Administración General de Vialidad, no proyectará la obra a construirse, pues únicamente deberá limitarse a su conservación y mejoramiento.

3º Es interprovincial, porque vincula a los estados de San Juan con San Luis.

4º Da acceso a países limítrofes, ya que vincula Buenos Aires, Río IV, San Luis y centros intermedios a la República de Chile, por el camino internacional actualmente en construcción.

5º Vincula centros de producción, San Juan, con los centros de consumo del Este.

Con lo precedentemente expuesto, se ha demostrado que la inclusión de esta ruta en la red troncal, debe ser considerada en forma inmediata por las instituciones que deben considerar este problema, y de esta forma aliviar el esfuerzo de las provincias para que dediquen su capacidad económica al mejoramiento de su red, a la construcción de caminos locales secundarios que vinculen centros de producción y consumo, tan necesarios para el fortalecimiento y recuperación de nuestra economía.

La Ley Nacional de Vialidad

Su aspecto financiero

Antecedentes

Aplicación

Estado Actual



Por el Dr. ATILIO A. PAGLINO

AL concurso "Por Más y Mejores Caminos", que la Asociación Argentina de Carreteras realizara con motivo de la celebración del Día del Camino del año próximo pasado, concurrió un elevado número de autores con trabajos de alta calidad técnica.

El que damos a conocer ahora mereció el tercer premio del concurso. Su autor es el doctor Atilio A. Paglino que desempeña el cargo de director principal de Finanzas en la dirección nacional de Vialidad.

Recibido de contador público nacional en el año 1945 se doctoró en Ciencias Económicas en 1948, con una tesis que mereció la calificación de sobresaliente y cuyo tema era, precisamente, el mismo de que trata el trabajo que ahora damos a conocer. Este antecedente revela el camino de especialización seguido por el autor a lo largo de su carrera profesional. La seriedad y objetividad del trabajo que se da a conocer le prestan un relieve propio y lo convierten en una destacada contribución al estudio de una importante disciplina de la materia vial.

1 - Régimen de Vialidad hasta la Sanción de la Ley 11.658

LA insuficiencia de los recursos para la ejecución de las obras viales en cuanto a su monto y continuidad, fué la característica predominante hasta la sanción de la ley de Vialidad.

Los fondos con que el Estado dispuso para llevar a cabo la obra vial, fueron tomados de rentas generales o del producido de la emisión de títulos de la deuda pública, y de la contribución de las empresas ferroviarias, consistente en 3% de su producido líquido, que estableció la ley N° 5.315.

De la inexistencia de fondos permanentes, fué consecuencia la falta de planes viales orgánicos. Los caminos fueron construídos según la mayor o menor diligencia de los gobiernos, sin responder su ejecución a plan alguno, y por el monto de las partidas aprobadas por el Poder Legislativo. La falta de sanción de nuevos créditos en los años posteriores a la iniciación de las obras determinaba automáticamente la paralización de las mismas.

Los fondos arbitrados por la Ley 5.315 tanto por lo reducido de su monto, como por su afectación específica a la construcción de caminos de accesos a estaciones ferroviarias, no pueden ser considerados como exponentes de una política vial.

En el año 1931, se logró, por convenio entre el gobierno provisional de la Nación y los productores, introductores y expendedores de nafta, una fuente de recursos para la prosecución de las obras viales en ejecución y la iniciación de otras nuevas.

Este nuevo recurso consistente en un sobreprecio a la venta de nafta de \$ 0.02 por litro tiene capital importancia en la historia de la vialidad en el país, por cuanto anticipó la sanción de la Ley 11.658 y confirmó que el consumidor de este combustible aceptaba con agrado la aplicación de un impuesto que había de permitir una evolución extraordinaria en la vialidad argentina.

En el año 1932 se creó por Decreto del 19/1/32, ratificado por ley 11.582, el impuesto interno a la nafta, siendo éste el paso previo a la sanción de la Ley de Vialidad, por cuanto su sanción no significó crear un nuevo gravámen.

2 - La Ley de Vialidad N° 11.658

SANCIONADA el 30 de setiembre de 1932 y promulgada el 5 de octubre de ese año, incorporó al país al concierto de las naciones adelantadas en materia de vialidad, y permitió el comienzo de una política vial definitiva y de largos alcances.

La Ley 11.658 reúne los elementos necesarios para realizar en el país un programa de construcciones viales de vasta escala, coordinando la acción del Gobierno Nacional con la de las Provincias.

Se crea en la Capital Federal un organismo autárquico encargado de la administración de todo lo referente a la vialidad del país y particularmente de la aplicación de las disposiciones contenidas en la Ley 11.658. Iguales organismos son creados en las provincias, por leyes-convenios sancionadas por sus respectivas legislaturas, como una de las condiciones para acogerse al régimen creado por la ley de referencia.

El aspecto fundamental de la ley, lo constituye la creación de un fondo nacional de vialidad destinado al estudio, trazado, construcción, mejoramiento, conservación, reparación y reconstrucción de caminos y obras anexas.

Recordemos que si se exceptúan los exiguos fondos provenientes de la Ley 5.315 y los obtenidos durante el bienio 1931/2 en concepto de sobreprecio a la venta de nafta, el país no había contado hasta entonces con fondos regulares destinados a la construcción de caminos.

La Ley 11.658, puso término a esa situación, arbitrando de una manera regular y continua, hasta el advenimiento del proceso inflacionista habido en el país, importantes recursos afectados a la ejecución de planes generales de vialidad.

La ley distribuye la labor vial entre el organismo nacional y los provinciales, encargando al primero la ejecución y conservación de la red troncal de caminos, y a los segundos de la complementaria y de acceso a aquella, financiada con el sistema denominado de Coparticipación Federal.

La conservación de la red nacional es realizada conforme a las necesidades. La Ley no limita los recursos destinados a ese fin, ni el monto a invertir anualmente en cada provincia.

Las obras de la red nacional, son financiadas según la Ley 11.658, con el 60 % del saldo resultante de sustraer al fondo nacional de caminos, los gastos administrativos, de conservación, y un 5 % para los fines previstos en el art. 13 de la Ley (t.o. 1939).

El 40 % restante del saldo citado, se destina al pago de obras viales que complementan la red troncal, ejecutadas por las provincias en sus territorios con estos fondos y un monto igual como mínimo de recursos propios. La ley dispone las condiciones que las provincias deben llenar para considerarse acogidas a ella.

Estas normas sobre distribución de los recursos, han quedado prácticamente desvirtuadas con la sanción de la Ley 14.010.

3 - El Fondo Nacional de Vialidad

ES un principio de aceptación general y casi universal, la imposición a los usuarios, en primer término (de las cargas de construcción de caminos) —sin perjuicio de distribuirlos en varios períodos económicos, mediante la realización de empréstitos— y, en segundo lugar, aunque en escala menor, a la colectividad en general y a propiedades beneficiadas por los caminos. Vale decir que contribuyen al pago de los mismos, quienes reciben beneficios directos e indirectos.

Si bien la ley de vialidad se ha inspirado originariamente en estos principios, disposiciones modificatorias y suplementarias, los mantuvieron sólo parcialmente para el impuesto a la nafta, utilizándose además este combustible como fuente de recursos de enorme importancia para fines ajenos a los relativos a la construcción de caminos.

Los principales recursos que integraban el fondo vial al sancionarse la ley de vialidad eran los siguientes:

1º) Impuesto a la nafta de \$ 0,05 por litro.

2º) Impuesto de 15 % al valor sobre el precio de venta por mayor que corresponda por kilogramo a los aceites lubricantes de motores a explosión.

3º) Aporte de Rentas Generales no inferior a 10 millones de pesos anuales.

De los recursos citados, el único percibido hasta el año 1938, fué el impuesto a la nafta, posibilitando el período del mismo la importantísima acción desarrollada por Vialidad en ese período.

El aumento vegetativo del consumo de nafta, entre los años 1933 y 1941, compensó los que igualmente se produjeron en los rubros de sueldos, gastos y conservación. La situación varió totalmente a partir de ese año como consecuencia de la guerra y posteriormente de la inflación. Esta situación será comentada posteriormente.

El impuesto a los lubricantes fué proyectado, sin limitación en cuanto al destino de éstos. En la discusión del despacho en la Cámara de Diputados se le agregó la frase "de motores a explosión" para excluir de la imposición a los aceites lubricantes para motores a vapor utilizados en las industrias.

El impuesto así establecido fué difícil de aplicar, dado las dificultades que implicaba determinar el valor del combustible y la especificación del uso del mismo para motores a explosión, resultando que el complicado mecanismo a establecer para fiscalizar la recaudación del impuesto ocasionaría gastos casi iguales al producido del mismo, siendo por ello dejada en suspenso su aplicación por decreto del año 1933.

El aporte de Rentas Generales previsto en la ley, no gravitó mayormente en la recaudación, porque fué recibido en forma fragmentaria y por importes reducidos en el período 1938/43 (\$ 28,5 millones), siendo luego ingresado en estos últimos años, inclusive liquidada gran parte de la suma adeudada, pero teniendo presente la desvalorización monetaria, el ingreso tuvo una significación muy distinta, que si hubiera sido realizado en la oportunidad establecida por la ley.

En el año 1939, ante la evidencia de que los recursos disponibles eran insuficientes para atender los fines perseguidos, fué modificada la Ley 11.658, en lo sustancial, en la siguiente forma:

1º) Aumento del impuesto a la nafta \$ 0,01 por litro, elevando el mismo a \$ 0,06 por litro.

2º) Creación de un impuesto interno de \$ 0,10 por litro, sobre todo los aceites lubricantes, cualquiera sea su destino.

3º) Creación de un impuesto de \$ 0,06 por litro a todo combustible, que no sea nafta y destinado a motores de vehículos que usen la vía pública.

La Ley 12.625, por la que se aprobó la modificación de la Ley 11.658, mantuvo totalmente la estructura de la anterior, mejorándola al establecer un impuesto de igual monto a todos los combustibles utilizados por vehículos que usen la vía pública, porque hasta entonces los usuarios de nafta se encontraban en una situación de desigualdad impositiva con los que utilizaban otros combustibles.

El 31/12/43 se dictó el decreto 18.410. Por el Art. 7º del mismo fué sustituido el impuesto a los combustibles pesados usados en la vía pública, por otro de \$ 0,0115 por litro a todo combustible proveniente de la destilación del petróleo, que no sea nafta, cualquiera sea su destino, con el objeto de abaratar los gastos de recaudación, por obtenerse de la aplicación de ambos impuestos un producido equivalente.

Con esta reforma volvió a perderse el equilibrio existente en la imposición a los combustibles utilizados para el transporte por caminos, situación ésta que se mantiene a la fecha, no obstante el incremento tomado por el número y peso de los vehículos que utilizan gas-oil para sus motores.

El Decreto 18.410/43 creó además un impuesto de \$ 0,01 por litro a todos los combustibles líquidos, incluso nafta, destinado a la construcción de caminos internacionales, cuya utilización en provincias y territorios, no estaba supeditado a coeficiente alguno, como sucede con la Ley 11.658.

Este impuesto, creado al margen de la ley de Vialidad, se aparta totalmente del principio de justicia impositiva de que el camino debe ser pagado principalmente por los usuarios del mismo, por cuanto con criterio fiscalista se obtienen los

mayores fondos del consumo del fuel-oil. Al crearse un impuesto interno de utilización directa por el Poder Central, sin dar participación en su uso a todas las provincias, se aparta además del principio de participación general de las mismas en el producido de los impuestos unificados, para el establecimiento de los cuales tienen facultades concurrentes con la Nación.

Con todo, cabe señalar que esta es la última modificación en el impuesto a los combustibles, que se destina en su totalidad a la construcción de obras viales. Los impuestos posteriores, establecidos bajo la denominación de sobrepuestos significaron gravar en una forma extraordinaria ese combustible, fundados posiblemente en la seguridad de su percepción y absorción por la población de los nuevos precios, con destino al Fondo Nacional de la Energía y cuya utilización real sería de interés se publicara por las autoridades pertinentes.

En el año 1948 el volumen alcanzado por los sueldos, gastos y conservación con relación al total de los recursos recaudados, hizo prever el agotamiento próximo del remanente de los ingresos que se destinan a la realización de obras. Habiendo el Poder Ejecutivo vetado la Ley Nº 13504 por la que se modificaba la ley de Vialidad, dictó el decreto 32.518 del 20/10/48, asignado al fondo Vial el 42,5 % de los recursos que ingresaran al Fondo Nacional de la Energía.

La inestabilidad en la percepción de ese recurso, que dió origen a un saldo negativo para obras en 1950, por ser los ingresos inferiores a las sumas comprometidas con imputación al presupuesto de gastos y conservación de la red nacional, fué causa para que se lo sustituyera por un impuesto de \$ 0,08 por litro de nafta, cuyo equivalente fué deducido del Fondo de la Energía. El 11/11/54 se dictó el decreto 19.242 por el que se aumentó en \$ 0,05 por litro de nafta la contribución del Fondo de la Energía al de Vialidad.

Ambos impuestos son abonados mensualmente por los productores, importadores o distribuidores del combustible, deduciendo un importe equivalente de la suma aportada al citado Fondo, evitándose así el ingreso irregular, que fué característico del sistema de aporte del 42,5 % del Fondo de la Energía implantado por el decreto 32.518/48.

En esta enunciación rápida de los recursos del Fondo de Vialidad, se han excluido los ingresos provenientes del 1er. y 2do. Plan Quinquenal por considerarlos por sus características, marginales al sistema creado por la Ley 11.658 y sus modificaciones, actualmente vigente.

En el cuadro siguiente se sintetiza la evolución comentada de los recursos.

DISPOSICIONES LEGALES CREADORAS DEL GRAVAMEN

Producto gravado	Unidad	Ley 11.658 1932	Ley 12.625 1939	Dto. 18.410 31/12/43	Dto. 32.518 20/10/48	Dto. 11.686 14/6/51	Dto. 19.242 11/11/54	Vigente
1 - Nafta	Litro	0,05	0,01	0,01	—	0,08	0,05	0,20
2 - Lubricantes	„	15 % (1) valor	0,10	—	—	—	—	0,10
3 - Otros combustibles destinados a ve- hículos que usen la vía pública	„	—	0,06	-0,06	—	—	—	—
4 - Otros combustibles Kerosene Gas-oil Fuel-oil Diesel-oil Agricol Otros	„	—	—	0,0115	—	—	—	0,0115
5 - Fondo Nacional de la Energía	% del Fondo	—	—	—	42,5 %	-42,5 %	—	—

(1) Este impuesto no fué aplicado.

4 - Situación actual del Régimen creado por la Ley 11.658 (T.O.)

EL régimen de Vialidad, sabiamente instituido por la Ley 11.658 y su modificatoria 12.625, fué sufriendo a partir de 1943 alteraciones parciales que hacen que a la fecha difiera en aspectos fundamentales, del existente en el primer decenio de aplicación de la ley. Seguidamente se indican las causas concurrentes que perturbaron la acción vial prevista en las leyes referidas:

a) Pérdida de la autarquía.

Su principal exponente es la anulación de la facultad de la Administración General de Vialidad Nacional para designar o remover personal administrativo y técnico, centralizándose la misma exclusivamente en el Poder Ejecutivo. Ello unido a la sustitución en el presupuesto de la partida global para la designación de personal de obras, por partidas individuales en la que se fija el número de cargos para cada sueldo, y la supresión del crédito para refuerzo de las partidas de gastos que resultarían insuficiente durante el desarrollo del ejercicio, quitó la flexibilidad para la realización de las obras. No pudo mantenerse el plantel de técnicos existente, por la falta de reposición del personal que egresaba.

La inclusión de Vialidad en los planes integrales de obras a partir de 1948, por los que el Poder Ejecutivo aprueba detalladamente las obras a realizar, significó una traba muy importante a la labor, por la tardanza en la aprobación de los planes, por las dificultades posteriores para su modificación en caso de ser ello necesario por ser las inversiones distintas de las previstas, por la intervención burocrática en la aprobación de las obras y de organismos ajenos a la Administración General de Vialidad Nacional, todo ello efectuado luego de una sensible pérdida de tiempo. Esta regulación, pomposamente llamada "planificación" no es funcional, porque supone la existencia de un organismo técnico paralelo a la Administración de Vialidad, con la consiguiente superposición de funciones, o bien se limita a un trámite burocrático consistente en la aprobación de planillas que confecciona la repartición de origen.

b) Insuficiencia de recursos.

Los créditos para obras, resultantes de la diferencia entre los recursos y presupuesto de gastos mantuvieron estabilidad hasta 1947. A partir de entonces fueron siempre insuficientes, siendo necesario crear en forma sucesiva nuevos recursos para permitir la labor vial.

En el gráfico Nº 1 se reflejan en la curva (1) para los años 1933/38, (2) 1938/50, (4) 1950/4 y (5) 1954/7

los créditos para obras hasta 1955, y presuntos hasta 1957. Las curvas existentes debajo de la indicada, exponen cuáles hubieran sido esos créditos en caso de que no hubieran sido incrementados los recursos, sucesivamente, por uno posterior.

La curva (1) se forma con los recursos de la ley 11.658 (t.o.). La (2) indica cuál fué el crédito generado exclusivamente por los recursos de la ley 11.658 (t.o.) y decreto 32.518/48. La (3) representa cuáles hubieran

sido los créditos para obras a partir de 1950 adicionando a los fondos citados los del decreto 18.410/43 por ser los mismos incorporados a partir de ese año al fondo de Vialidad anulándose la afectación específica dispuesta por dicho decreto. La curva (4) agrupa los tres recursos mencionados y el establecido por el decreto 11.686/51. Por último la curva (5) compendia los anteriores y los del decreto 19.242/54.

Cabe observar la inestabilidad de los créditos para obras a partir de 1948 y la escasa duración de los recursos que sucesivamente se crearon, absorbidos rápidamente por la progresión creciente de los gastos. Además se destaca que los créditos máximos no excedieron de \$ 180 millones; más adelante éstos son relacionados con la elevación del costo de las obras.

Es interesante analizar la relación porcentual entre los créditos anuales para obras de la red nacional y coparticipación federal, e inversiones realizadas en "Gastos en Personal", "Otros Gastos" y "Conservación de la Red Nacional", y el total de los recursos devengados anualmente. En el gráfico N° 2, se expone el porcentaje que dentro del total, representa cada concepto enunciado.

Se observa a tendencia a reducirse lentamente el por ciento de créditos para obras hasta el año 1942 y muy rápidamente luego, hasta 1948, como consecuencia del crecimiento relativo de las inversiones en sueldos, gastos y principalmente en la conservación. Los aumentos porcentuales del crédito para 1949 y 1951 coinciden con la creación de nuevos recursos, siendo las perspectivas futuras totalmente desfavorables.

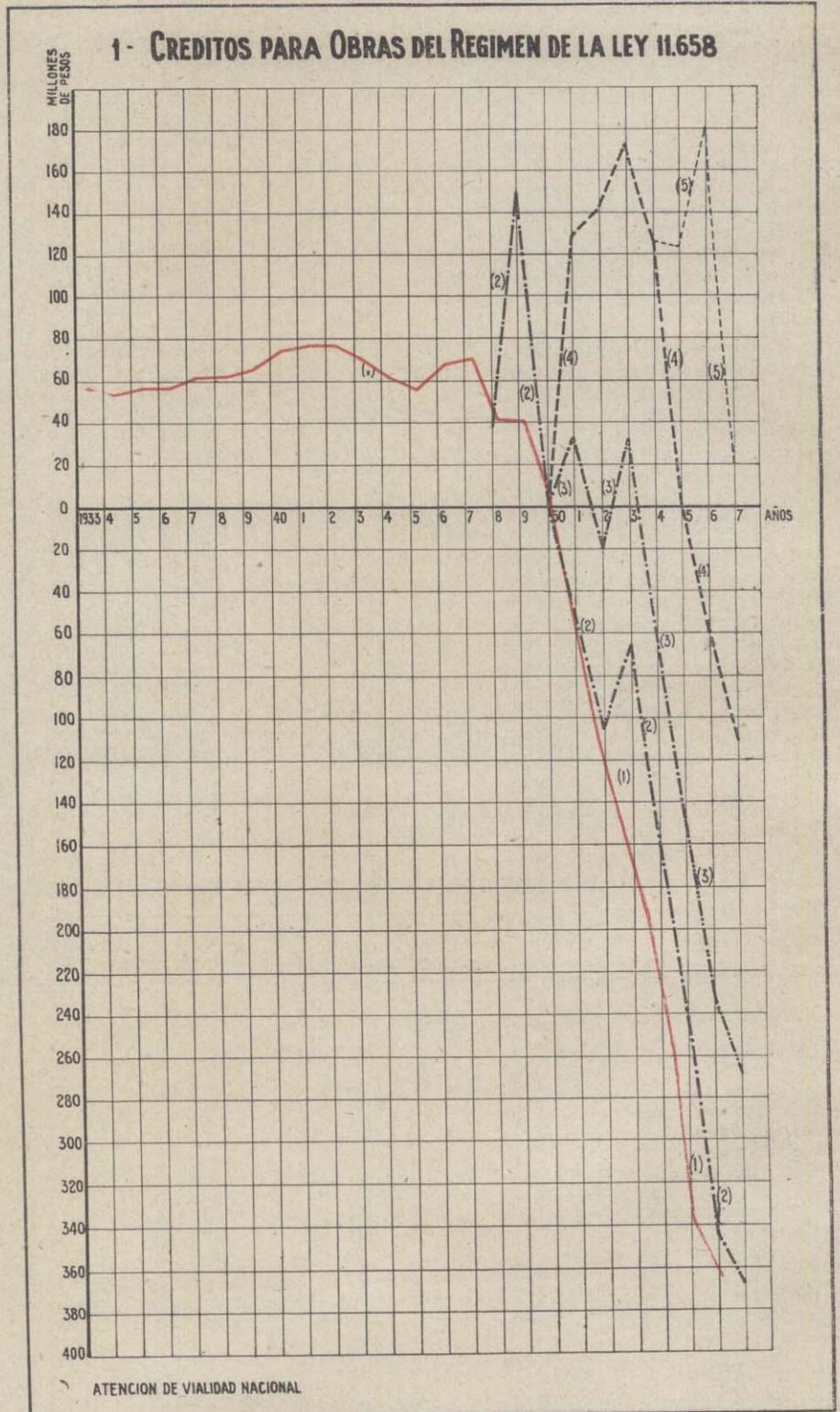
c) Distribución de los recursos.

La distribución de los escasos recursos para obras, se realiza conforme a la Ley 14.010, que dispone que los no enunciados en el artículo 12 de la Ley 11.658, vale decir todos los creados a partir de 1943, pasarán —previa las deducciones necesarias para los gastos de administración y conservación— a incrementar los fondos de la red nacional.

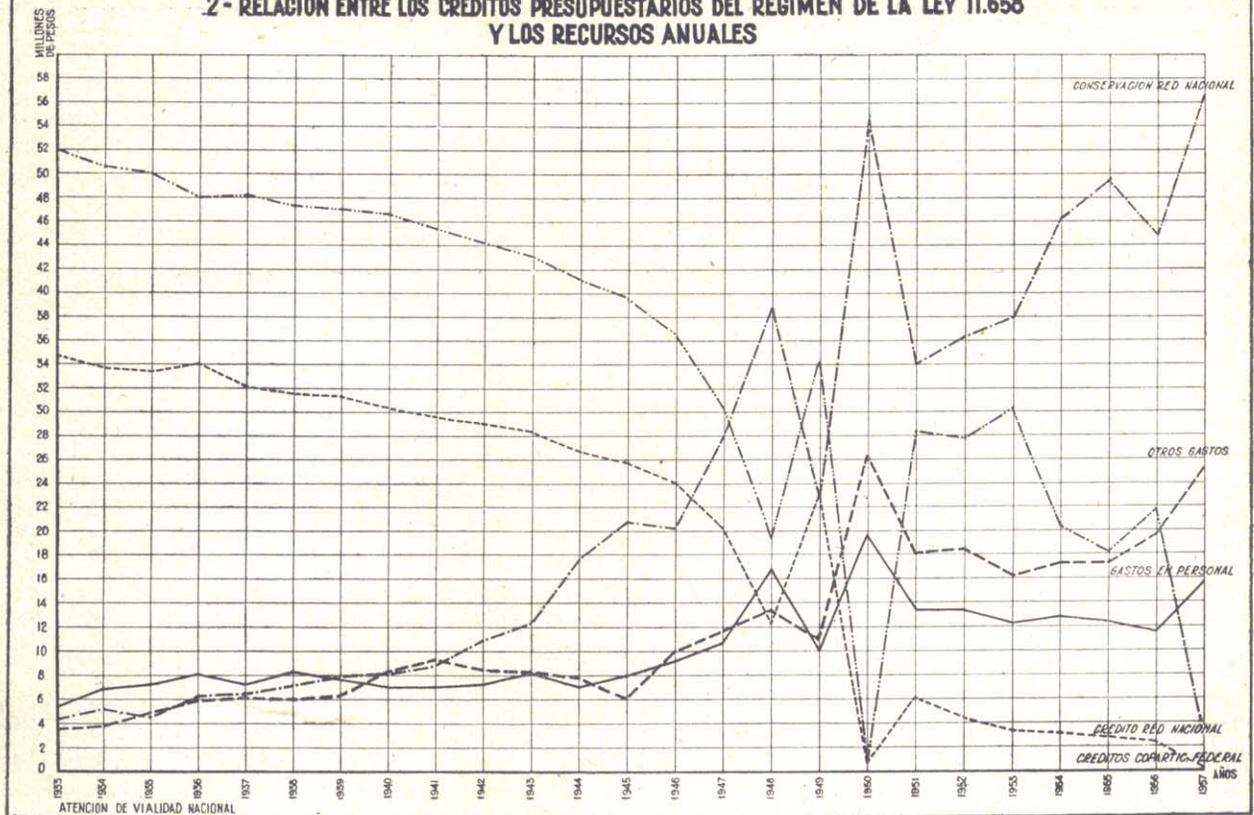
Por ello, desde 1950, año en que se dictó la mencionada ley, los créditos para la coparticipación federal son extremadamente reducidos, siendo su promedio anual algo menor del 3% de los recursos.

La misma ley autoriza al Poder Ejecutivo a distribuir los créditos por provincias para la red nacional, derivados de los recursos no enumerados en la ley 11.658, prescindiendo de la aplicación de los porcentajes indicados en esta ley, basados en la población, superficie y consumo de nafta de cada provincia.

Si se tiene presente que los fondos provenientes de la ley 11.658, únicos sobre los que se aplican las disposiciones de la misma, son en la actualidad los de menor



2 - RELACION ENTRE LOS CREDITOS PRESUPUESTARIOS DEL REGIMEN DE LA LEY 11.658 Y LOS RECURSOS ANUALES



importancia, la forma de distribución dispuesta por la ley 14.010 desvirtúa totalmente el régimen previsto por la N° 11.658, explicado brevemente en el punto 2.

d) Situación económica del país.

El proceso inflacionista experimentado desde 1945 a la fecha incidió desfavorablemente sobre el régimen de la Ley 11.658 al no mantener los recursos el ritmo de crecimiento de los gastos y costo de las obras.

En el gráfico N° 3, se toman las inversiones en gastos y conservación, costo de obras, recursos devengados, y para obras, del año 1939 como base para el cálculo de números índices que reflejan el desarrollo posterior de cada uno de estos conceptos.

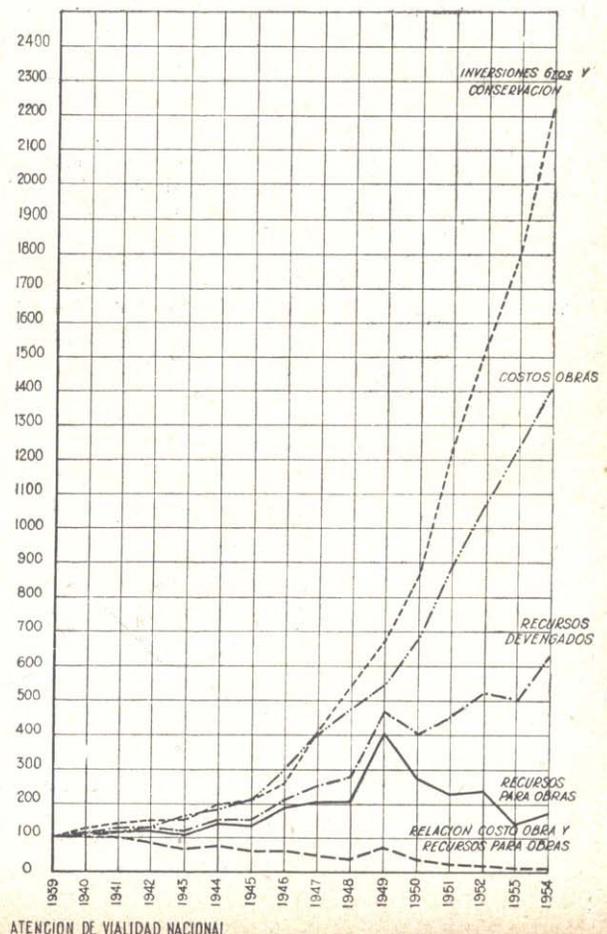
Las curvas respectivas evidencian que las inversiones en gastos y conservación del año 1954 son 22,5 mayores que las de 1939; que el costo de las obras han aumentado 14 veces en igual lapso; que los recursos devengados han tenido, en cambio, un ritmo de crecimiento mucho menor —1 a 6,3— y que los recursos destinados a obras, o sea la diferencia entre los devengados y los invertidos en gastos y conservación, no alcanzan en 1954 a duplicar los de 1939.

Relacionando los números índices de costo de obras y recursos para su ejecución, resulta la curva última del gráfico, la cual indica para 1954 que las obras que es posible realizar con los recursos existentes son solamente del orden del 12,3 % de las de 1939.

El gráfico comentado, expone la situación del régimen de la Ley 11.658 con sus modificaciones y agregados posteriores, pero no incluye los recursos provenientes de la negociación de títulos recibidos en cumplimiento del 1er. y 2do. Plan Quinquenal. Si consideramos los mismos, no obstante el carácter especial y transitorio de estos recursos, dado que ninguna disposición legal aseguró la percepción regular de los mismos, la situación no difiere sustancialmente de la expuesta como es dable apreciar en el gráfico N° 4.

Por último, se destaca que la insuficiencia de divisas, derivada del estado de la economía del país, ha impedido la importación en la medida necesaria, del equipo y sus repuestos utilizados en la obra vial, dificultando también la realización de la misma.

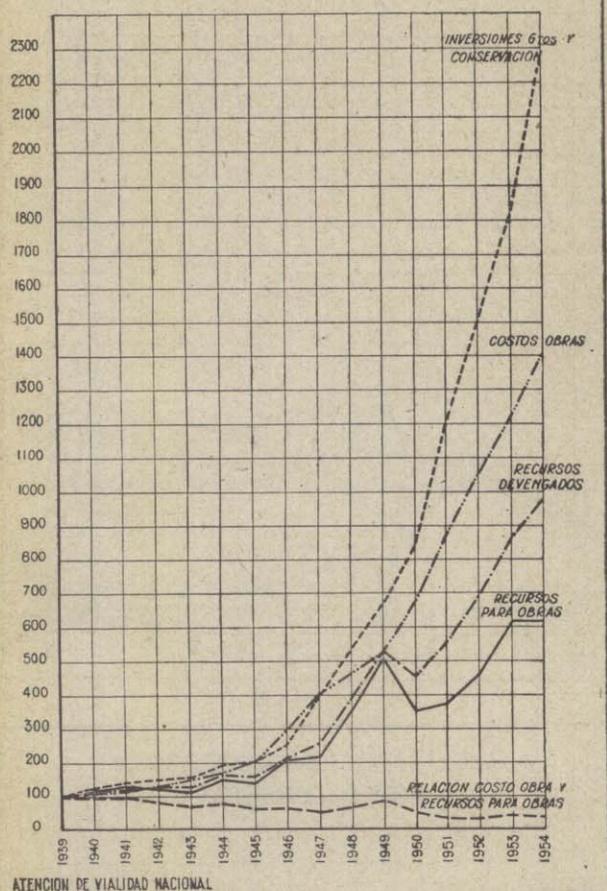
3 GRAFICO DE NUMEROS INDICES DE RECURSOS PROPIOS Y SU INVERSION



ATENCIÓN DE VIALIDAD NACIONAL

5 - Conclusiones

4 GRAFICO DE NUMEROS INDICES DE RECURSOS PROPIOS Y PROVENIENTES DE NEGOCIACIONES DE TITULOS Y SU INVERSION



Recientemente, la Administración General de Vialidad Nacional ha informado que durante el decenio 1936 a 1945, el país fué dotado de 1800 Km de caminos tipo superior y 4200 kilómetros de tipo medio. En la década siguiente fueron construidos 278 y 1345 kilómetros que representan el 15 y el 32 por ciento de lo ejecutado en la primera, con el agravante de que lo construido en esta última época está lejos de equilibrar lo destruido en la misma.

EL estado actual y la insuficiencia de los caminos de tránsito permanente construidos, su deficiente conservación, y el recargo que significa su uso por camiones de gran tonelaje debido a las deficiencias que acusa el transporte por ferrocarril, son índices elocuentes de la enorme obra que aún falta realizar en el país en materia vial.

Para ello deberá volverse a la senda marcada por la Ley 11.658 (t.o.) gravando los combustibles utilizados en transportes por caminos como recurso fundamental del fondo de Vialidad, y limitando el monto de dicho impuesto al indispensable para sufragar los gastos de construcción y mantenimiento de aquellos.

Ello puede lograrse sin aumentar el precio vigente de la nafta, dado que del mismo sólo perciben una parte reducida las empresas productoras. Las erogaciones no vinculadas con la construcción de caminos que se atienden con el producido de la venta de nafta y otros combustibles líquidos, deberán buscar otra financiación, acorde con la naturaleza de las mismas.

El precio del gas-oil utilizado en transportes por caminos deberá ser incrementado en la medida necesaria para absorber un impuesto que como mínimo debe ser igual al de la nafta.

Se podrá contar así, con recursos regulares, de fácil pronóstico de recaudación, que permitan programar la realización de obras a largo plazo, teniendo en cuenta su costo, duración, y las necesidades de las distintas zonas del país.

Correlativamente, deberá devolverse su pérdida autarquía a Vialidad Nacional, facilitarse la importación de equipos y materiales necesarios para la construcción y conservación de caminos, y derogar las normas que se opongan a la Ley 11.658 (t.o. 1939) actualizando ésta en las partes que así lo aconseje la experiencia, pero manteniendo la misma en sus puntos fundamentales.

Lo expuesto no significa desconocer las dificultades actuales de la hacienda pública, como consecuencia del desequilibrio entre egresos e ingresos. Pero, si razonablemente las medidas propuestas no pueden ser adoptadas de inmediato, debieran ser objeto de consideración por las autoridades para que tan pronto mejore el estado actual de las finanzas, se proceda sin pérdida de tiempo a dar solución al problema vial.

Sobre estas bases, que sin duda gozarían de la aprobación popular, tendrá el país los caminos que necesita para vigorizar la expansión de su producción, favoreciendo además su desarrollo político y social.



1105



Correo
Argentino
Central (B.)

FRANQUEO PAGADO
Concesión N° 5942

TARIFA REDUCIDA