

30

Enero - Feb. - Mzo. 1965

VIALIDAD



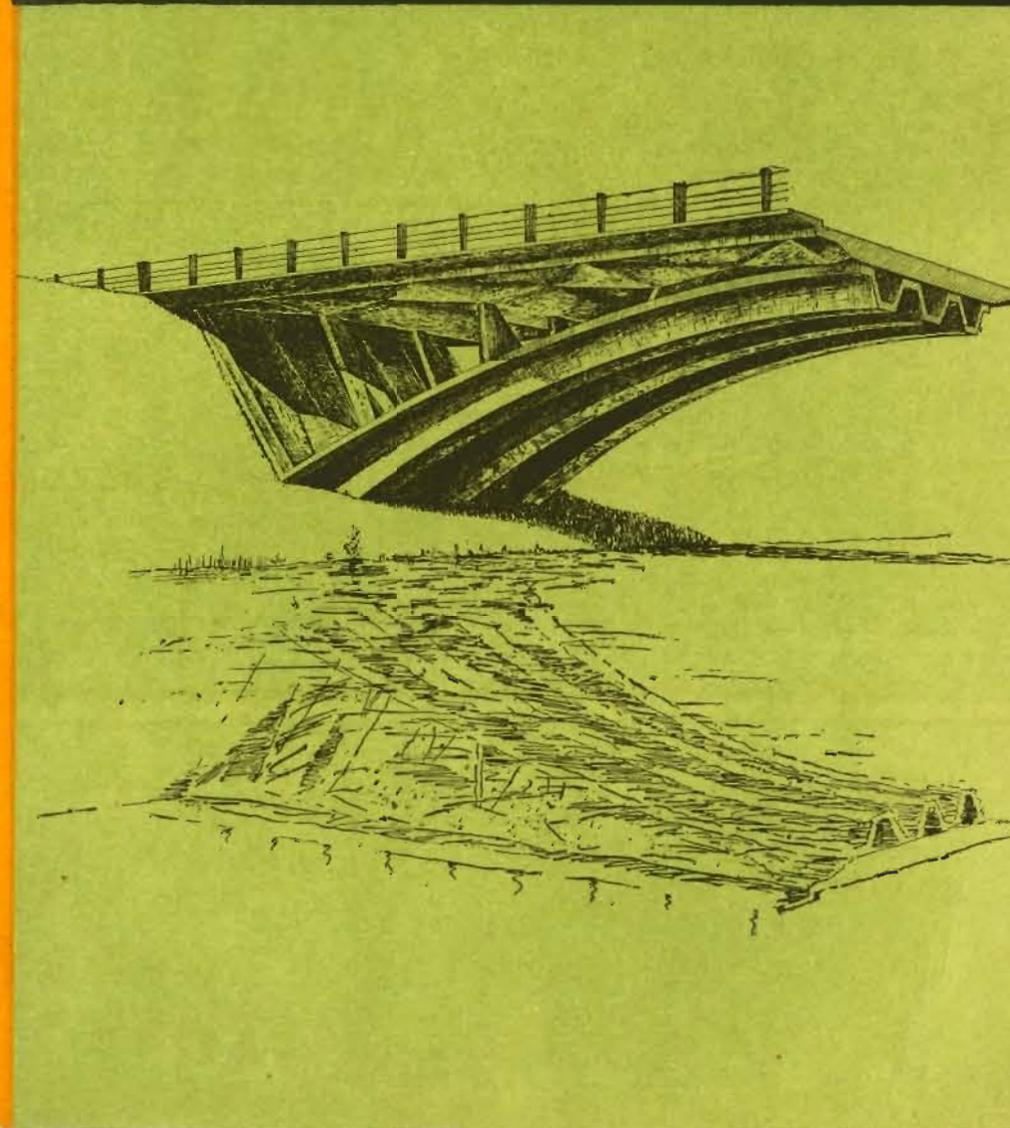
VIALIDAD - REVISTA DE LA DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES. - ENERO - FEBRERO - MARZO DE 1965 - Nº 30

República Argentina

La Plata - Prov. de Buenos Aires

M. O. P.

Dirección de Vialidad



REPÚBLICA ARGENTINA
 PROVINCIA DE BUENOS AIRES

GOBERNADOR DE LA PROVINCIA	Doctor Anselmo A. Marini
VICEGOBERNADOR	Doctor Ricardo Lavalle
MINISTRO DE GOBIERNO	Señor Eduardo Esteves
MINISTRO DE ECONOMÍA Y HACIENDA	Doctor A. Ricardo Fuertes
MINISTRO DE OBRAS PÚBLICAS	Doctor Ricardo Rudi
MINISTRO DE SALUD PÚBLICA	Doctor Abelardo Costa
MINISTRO DE EDUCACIÓN	Doctor René Pérez
MINISTRO DE ASUNTOS AGRARIOS	Escribano Alberto Zubiaurre
MINISTRO DE ACCIÓN SOCIAL	Doctor Alfredo E. Camarlinghi
SUBSECRETARIO DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS	Ingeniero Civil Pablo P. Marín

DIRECCIÓN DE VIALIDAD

DIRECTORIO

Presidente	Ingeniero Civil Bernardo R. Calderwood
Vicepresidente	Ingeniero Civil Enrique Humet
Vocal	Ingeniero Civil Adolfo P. Grisi
Vocal	Ingeniero Agrónomo Felipe Arriaga
Vocal	Señor Antonio Aguirre
Vocal Suplente	Ingeniero Civil Pedro G. Venturini
Vocal Suplente	Ingeniero Civil Juan F. García Balado
Vocal Suplente	Señor Pablo O. Marcilese
Vocal Suplente	Señor Juan M. Díaz
Secretario	Señor Carmelo T. Merlo

INGENIERO JEFE

Ingeniero Civil Julio C. Astuti

JEFES DE DEPARTAMENTOS

Estudios y Proyectos	Agrimensor José A. del Soldato
Construcciones	Ingeniero Civil Jaime Larrauri
Conservación	Ingeniero Civil Oreste Borelli
Estudios Técnicos y Económicos	Ingeniero Civil Jorge M. Lockhart
Contable	Contador Vicente R. Arturi
Jurídico	Doctor Julio A. Migoni
Administrativo	Señor Carmelo T. Merlo

VIALIDAD

REVISTA DE LA DIRECCION DE VIALIDAD

Ministerio de Obras Públicas

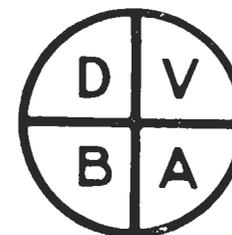
PROVINCIA DE BUENOS AIRES - ARGENTINA

Fundada por Resolución N°
 1610 de fecha 17-IX-957

Publicación Trimestral
 Técnico - informativa

SUMARIO

	Página
El Ing. Calderwood asumió la Presidencia del Consejo Vial Federal	3
Sobre el cálculo de espesores para el refuerzo de pavimentos. Por el Dr. Celestino L. Ruiz	7
Algunas normas para la selección del tipo de intersección a diferente nivel. Por el Ing. Juan M. M. Corvalán	30
Conferencia regional de la I.R.F.	49
Financiación de Obras por Peaje. Ley 6972/964	50
Algunas consideraciones sobre la construcción de puentes de hormigón pretensado en la Argentina. Ing. Carlos F. Heckhausen	51
Principales obras con proyectos elevados	64
La estabilización de las arenas con ligantes bituminosos. Ing. Victorio Lelu	65
Modificaciones al manual de Capacidad de Caminos. Ing. Juan M. M. Corvalán	80
Séptimo Concurso de trabajos viales	83
Contratos firmados. Mayo 1963/dic. 1964	84
Segundo Congreso Vial Municipal. Ponencias	85
Recepción de Obras. 2º semestre 1964	94
Impuesto a los combustibles líquidos. Ley número 16.657/964	95
Gravámenes sobre combustibles. Retenciones. Decreto N° 33/965	97
Bibliografía. Libros y revistas	101
Índice de las revistas "VIALIDAD" Nos. 21/30	105
Publicaciones de la D.V.B.A.	110



Director de la Revista

Agrimensor
 Carlos Alberto Marotta

DIRECCIÓN DE VIALIDAD
 DIVISIÓN BIBLIOTECA Y
 PUBLICACIONES

Calle 7 N° 1175 - La Plata
 Buenos Aires - Argentina

Año IX - Enero-Febrero-Marzo de 1965 - N° 30

Registro de Propiedad Intelectual N° 586.585.

La responsabilidad de lo expuesto en los artículos firmados corresponde exclusivamente a sus autores. Los artículos pueden reproducirse citando la fuente.

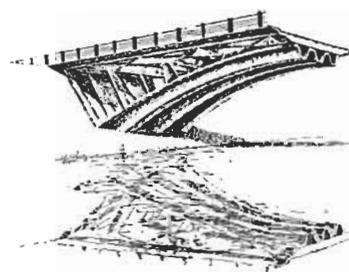
Nuestra Portada

Se muestra el puente en arco, de tablero superior, ubicado en la avenida Colón, de la ciudad de Olavarría, en su cruce con el Arroyo Tapalqué.

La superestructura, de 50 metros de luz total, está integrada por un arco de 40 metros de luz entre articulaciones y cuya sección transversal, plegada, es variable en ancho y altura.

El tablero, una losa llena de altura variable, transmite las cargas al arco mediante pórticos normales a este último.

El proyecto se elaboró en la División Obras de Arte a pedido de la Municipalidad de Olavarría, la cual tendrá a su cargo la construcción del mismo.



COMISION DE PUBLICACIONES

Presidente Agrimensor Carlos A. Marotta
Secretario Doctor Rolando R. Tucci
Vocales Ingeniero Civil Julio C. Astuti
Señor Carmelo T. Merlo
Contador Vicente R. Arturi

El Ingeniero Calderwood

Asumió la
Presidencia
del
Consejo
Vial
Federal



En la sede central de la Dirección Nacional de Vialidad, en la ciudad de Buenos Aires, tuvo lugar el 19 de enero del corriente el acto de asunción de la presidencia del Consejo Vial Federal para el período 1965-1966, alta función que desempeñará el ingeniero Bernardo R. Calderwood, presidente del Directorio de nuestra Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires.

El mismo alcanzó significativos relieves, contando con la presencia de los integrantes del Consejo Federal formado por quienes rigen las direcciones viales de la república, e hicieron uso de la palabra los señores, ingeniero René Bracamonte, presidente saliente, ingeniero Héctor J. Aguirre, secretario del Consejo y el nuevo presidente, ingeniero Calderwood.

En primer término usó de la palabra el ingeniero Aguirre, quien expresó:

En mi carácter de secretario ejecutivo del Consejo Vial Federal, actuando en circunstancial reemplazo de su titular, tengo el alto honor de pronunciar estas pocas palabras alusivas al acto formal que hoy realizamos para poner en posesión de sus cargos a las nuevas autoridades del Comité Ejecutivo, las que fueron electas en su último plenario.

Deja la presidencia el titular de la Dirección Provincial de Vialidad de Córdoba, ingeniero René Bracamonte, tras una breve y proficua actuación, durante la cual el organismo debió tomar resoluciones importantes y trascendentes, por lo que ha merecido el unánime aplauso de todas las Direcciones de Vialidad, al actuar en todo momento con discreción, tacto y caballerosidad.

Asume la dirección de este organismo, a partir de este momento, el titular de la Dirección Provincial de Vialidad de Buenos Aires, ingeniero don Bernardo R. Calderwood.

Tanto la repartición mencionada, como su actual presidente, tienen ganado un justo lugar de privilegio en la tarea vial nacional, pues es probada su elevada eficiencia ingenieril, su gran especialización técnica y su moderna organización administrativa, de todo lo cual ha dado y continúa dando numerosísimas muestras en los caminos de la vecina provincia.

La Dirección Nacional de Vialidad hace votos, por mi intermedio, para que el más franco de los éxitos coronen la gestión del nuevo presidente, lo que ya descuenta en base a los antecedentes mencionados y de las relevantes prendas personales del ingeniero Calderwood.

Así, en esta nueva etapa del Consejo Vial Federal se habrán de considerar y resolver importantes problemas que preocupan a todos los directivos viales, conscientes de la importante y urgente necesidad de dotar a la Nación, hasta en sus más apartados rincones, de buenos y seguros caminos. Su permanente contacto, por mediación del Consejo Vial Federal, sin distinciones de jurisdicciones, dentro del más estricto y ortodoxo federalismo, que está consustanciado en todos nosotros, será el terreno propicio y fructífero para las tan ansiadas soluciones.

Con verdadero pesar, pero ineludiblemente, debo recordar en esta oportunidad que la vicepresidencia, para la cual fuera reelecta la Dirección Provincial de Vialidad de Tucumán, será ejercida temporariamente por su vicepresidente, ingeniero Juan Ernesto Imbaud, hasta tanto la provincia provea el cargo vacante por el inesperado fallecimiento de su titular el ingeniero don José Fernández Alexander. Haciéndome intérprete del profundo dolor que embargara su desaparición entre todos los que tuvimos el honor y el placer de conocerlo, invito a los señores presentes a ponerse de pie y guardar un instante de silencio en prueba de homenaje y reconocimiento a la relevante labor profesional desarrollada en el Consejo Vial Federal, recordándole con el mayor de los afectos y haciéndonos cuenta de su presencia, siquiera imaginaria en este acto.

Siendo Vialidad Nacional sede natural del Comité Ejecutivo os recibo aquí, con el mayor beneplácito.

A continuación el ingeniero Bracamonte puso en funciones al ingeniero Calderwood, manifestando:

Esta sesión plenaria se ha convocado al efecto de poner en posesión de sus cargos a las nuevas autoridades que deberán dirigir el Consejo Vial Federal en el próximo período 1965-1966.

Pero previamente quiero rendir mi homenaje, nuestro homenaje, al que fuera vicepresidente y reelegido por un nuevo período para el alto cargo, me refiero al

ingeniero José Fernández Alexander, lamentablemente desaparecido. Conocí al ingeniero Fernández Alexander hace poco tiempo al incorporarme a este Consejo en la reunión realizada en Mendoza. Tal vez por pertenecer ambos a la mesa directiva del Consejo y quizá por su carácter cordial y afable, por su hombría de bien, que se ponía de relieve en todos y cada uno de sus actos, tal vez también por su trato exquisito, hizo que naciera entre nosotros una sana y estrecha amistad que fue agrandándose a medida que profundizamos en el trato.

No voy a referirme a su personalidad técnica y científica, de todos conocida a través de una larga y destacada actuación. De su honestidad nos habla claramente el reciente episodio en que le tocó actuar en su provincia y en el que supo proceder con toda serenidad y energía. Su prematura e inesperada desaparición priva al Consejo Vial Federal de una figura de relieve, al que supo brindar lo mejor de su capacidad y todo su empeño. A los que entendemos que la amistad es una condición de excepción, la valoramos profundamente en toda su extensión y le rendimos culto. Su desaparición nos significa un gran vacío, pues Fernández Alexander era antes que nada un amigo. Queda en estas pocas y sencillas palabras rendido mi homenaje.

Bien señores como lo expresé, esta sesión se ha convocado para poner en posesión de sus cargos a las nuevas autoridades del Consejo Vial. En consecuencia, como titular de la Dirección Provincial de Vialidad de Córdoba, en cuya representación ejerzo hasta el momento la presidencia del Consejo Vial, me corresponde hacer entrega del alto cargo al ingeniero Bernardo Calderwood que resultara electo para desempeñarlo, en representación de la provincia de Buenos Aires, conforme a las normas que aprobara el Consejo en su última sesión plenaria.

Aunque por breve tiempo, ha sido para mi provincia un honor el desempeñar la presidencia de este alto organismo; en las pocas sesiones en que me tocó actuar he podido valorar el gran espíritu de colaboración que anima a los integrantes del cuerpo, puesto de manifiesto en numerosas iniciativas sometidas a su consideración. Asimismo, es digno de destacar el profundo espíritu federalista de todos los presidentes de las vialidades provinciales.

Esta posición se ha evidenciado notoriamente en la defensa de la ley 505 y en las reformas propugnadas a la misma, tal vez uno de los mayores esfuerzos realizados últimamente.

Pero si bien es cierto que mi permanencia en el alto cargo ha sido breve, ha ocurrido en ese lapso un hecho que me llena de satisfacción. Me refiero al V Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito realizado en Córdoba y que me correspondió presidir.

Tengo la certeza de que dicho Congreso constituyó un éxito y ello desde luego es un halago para mi modesta persona, aunque tan sólo las circunstancias hicieron que me correspondiera el alto honor de presidirlo.

Al abandonar mi cargo de presidente lo hago con el entendimiento de que mi mayor preocupación mientras permanecí en el mismo, fue hacer las cosas de la mejor manera. No sé si lo habré conseguido, si así no fuere, pueden estar seguros que ello se debió a causas ajenas a mi mejor voluntad y ruego quieran disimular mis yerros.

Me sucede el presidente del organismo vial más importante del interior, el de la provincia de Buenos Aires. Lo conozco desde hace poco pero no obstante, he

podido apreciar en él condiciones que le hacen acreedor a toda nuestra confianza: capacidad, honestidad, caballerosidad y una gran serenidad que lo hará ecuaníme y justo. Yo le felicito cordial y efusivamente, deseándole el mayor de los éxitos en su gestión.

Por mi parte hago abandono de este estrado en la seguridad de haber pretendido en todo momento hacer bien las cosas y satisfecho de incorporarme al Consejo como delegado de mi provincia y en cuyo puesto habré de poner todo mi esfuerzo y mi modesta capacidad.

Voy a invitar al ingeniero Calderwood a ocupar la presidencia, pero antes quiero agradecer efusivamente a todos los integrantes del Consejo la colaboración prestada. Nada más".

Por último, el nuevo presidente, ingeniero Calderwood, pronunció el discurso que transcribimos.

La provincia de Buenos Aires, de acuerdo con lo resuelto oportunamente por el Consejo Vial Federal, asume la presidencia del Comité Ejecutivo y al agradecer esta distinción y vuestra presencia debo referirme a la ausencia del ingeniero José Fernández Alexander, a quien rindo mi recordación y homenaje como desaparecido hombre vial e integrante de este Consejo Vial Federal.

Esta designación obliga formalmente a concurrir al mejor logro de las aspiraciones de las vialidades de toda la República Argentina en un acercamiento y esfuerzo común para el cabal cumplimiento de nuestra finalidad específica; es decir, estudiar y coordinar la obra vial del país y lograr en su unidad y desarrollo un efectivo y acelerado progreso que sea acorde con las necesidades de la época y el futuro vial argentino. Para que sea posible, se necesita mancomunar esfuerzos y obtener medios financieros y el Comité Ejecutivo, con permanente atención y la colaboración de todos, podrá lograr así su objetivo. Hoy requerimos como necesario y fundamental el instrumento legal inamovible para poder movernos con certeza, seguridad y futuro.

Con la base de lo actuado hasta la fecha, la nueva ley 16.657 nos invita al cabal análisis de la misma con respecto al proyecto modificadorio preparado por el Consejo Vial Federal relativo al decreto-ley 505/58 tarea a la que debemos abocarnos de inmediato.

La demora en obtener resultados positivos en favor de los fondos y financiación para obras viales, y la actual demanda de inversión para reconstruir y conservar caminos de la extensa red vial, progresando muy lentamente, nos preocupa en lo más hondo y nos indica la necesidad de perseverar en el logro de la finalidad esencial para esta obra vial.

La tarea efectuada ya con anterioridad y hasta la fecha por el Consejo Vial Federal en sus múltiples aspectos ha sido positiva y constructiva y corresponde proseguir actualizando lo pendiente, concretando los objetivos enunciados conforme a lo actuado con anterioridad. Es nuestra próxima tarea y con el aporte de todos lograremos consolidar nuestra aspiración que es, concretamente, el progreso de la vialidad argentina.

Sobre el Cálculo de Espesores Para el Refuerzo de Pavimentos

Por el Doctor

CELESTINO L. RUIZ

Asesor Técnico de la Dirección de Vialidad de
la Provincia de Buenos Aires

I — INTRODUCCIÓN

En la actualidad existe una fuerte tendencia a utilizar el criterio de deformabilidad, basado en la medida de las deflexiones bajo carga, para valuar el estado de los pavimentos flexibles en servicio y apreciar los espesores de recubrimiento necesarios para reforzarlos estructuralmente. Este criterio se ha desarrollado particularmente como fruto del camino experimental W.A.S.H.O. en 1953, de la divulgación de la regla Benkelman como dispositivo simple, rápido y no destructivo para la medida de las deflexiones "in situ" y del mayor conocimiento sobre las causas del fisuramiento de los revestimientos bituminosos, tema considerado por el autor en otra publicación (1). Posteriormente, el A.A.S.H.O. Road Test ha confirmado que las deflexiones son realmente efectivas para valuar el estado de un pavimento y predecir su comportamiento futuro, es decir apreciar la necesidad de reforzar la estructura.

PRESENTADO A LA V REUNIÓN DE LA ASOCIACIÓN BRASILEÑA DE
PAVIMENTACIÓN, EL 6 DE JULIO DE 1964. SE LE OTORGÓ EL
PREMIO "PONTES CORTES" AL MEJOR TRABAJO
DE LA REUNIÓN.

PRESENTADO AL V CONGRESO ARGENTINO DE VIALIDAD Y TRÁNSITO
(COMISIÓN PERMANENTE DEL ASFALTO, XIII REUNIÓN).

En este trabajo nos referiremos al cálculo de espesores de revestimientos que mejoran el comportamiento bajo carga de la estructura reduciendo las deflexiones; hacemos exclusión de los tratamientos de sellado, alisado, rejuvenecimiento, etc., útiles para sus fines específicos pero que poco aportan desde el punto de vista estructural.

De todos los métodos para medir deflexiones, descriptos en el excelente resumen de Finn (2), la regla de Benkelman es el más utilizado universalmente. La técnica originalmente empleada en el W.A.S.H.O. Road Test medía la deflexión total y la residual o permanente. Estudios posteriores han mostrado que esta última es función del método o procedimiento usado y por ello en la actualidad se prefiere concretar la medida a las deflexiones recuperables, siguiendo las indicaciones del comité de la Canadian Good Roads Association (3) u otros autores. No tenemos conocimiento que organizaciones como la A.S.T.M. o el A.A.S.H.O. hayan normalizado el ensayo pero es de esperar que ello suceda en corto tiempo.

Los resultados del W.A.S.H.O. Road Test en 1953, de Hveem en 1955 (4) y posteriormente de otros autores sobre pavimentos en servicio, han mostrado que para lograr buena vida útil de los revestimientos bituminosos es necesario que las deflexiones no superen valores críticos propios de las condiciones de trabajo (cargas y frecuencia del tránsito, factores climáticos, etc.) y del método de medida (tipo de deflexiones, carga, presión de inflado, etcétera). Esto plantea el problema de calcular el espesor de un dado material de recubrimiento que permita reducir cierta deflexión inicial elevada a un valor aceptable.

La primera tentativa desarrollada en California al respecto, ha sido establecer por vía experimental el llamado "aporte estructural" definido como la reducción de deflexión originada por la unidad de espesor de un determinado material de recubrimiento. La experiencia ha mostrado que el "aporte estructural" de un dado material de recubrimiento disminuye con la mayor rigidez del pavimento a recubrir, es decir con su menor deflexión, por lo cual no es posible caracterizar a un dado material por un valor constante del "aporte estructural", aún en el caso que el resto de los factores que influyen en la deflexión sean iguales. Por esta razón Hveem y colaboradores (5), en la Conferencia Internacional Sobre Diseño Estructural de los Pavimentos Asfálticos realizada en Ann Arbor, Michigan, en el año 1962, expresan: "no existe" hasta el presente una base racional para que el proyectista pueda predecir "la deflexión probable de la estructura propuesta o reforzar lo existente para reducir una elevada deflexión anticipada a límites permitidos".

La necesidad de reforzar estructuralmente distintos pavimentos de la red nacional ha llevado a los ingenieros Gonella y Font, de la Dirección Nacional de Vialidad, a valuar los mismos por las medidas de deflexión (6), (7) y (8), comparando también distintos materiales de refuerzo pero sin llegar al enfoque general del problema. Precisamente el deseo de llegar a una forma racional de interpretar los resultados expuestos por dichos técnicos en la XI Reunión del Asfalto (1960) dio origen al razonamiento teórico aquí indicado, cuyas conclusiones se han podido verificar en base a los resultados de un estudio experimental realizado en 1963 por el Departamento de Estudios Téc-

nicos y Económicos de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires.

2 — TEORÍA

Hemos dicho que la experiencia muestra que el "aporte estructural" de un dado material de recubrimiento disminuye con la menor deflexión de la estructura inicial, aún en el caso de que todos los otros factores que influyen sobre las deflexiones sean iguales; es decir, el "aporte estructural" es función del espesor de revestimiento que se considere, o bien, para igual espesor, es función de la rigidez inicial del pavimento o sea de su deflexión.

La hipótesis de trabajo más sencilla que pueda plantearse es que el decrecimiento del "aporte estructural" sea en todo momento proporcional a la deflexión de la estructura de apoyo que se considere. Expresado matemáticamente, la derivada negativa de las deflexiones con respecto a los espesores será proporcional a la deflexión o, dicho en otros términos, el decrecimiento infinitesimal de la deflexión ($-dD$) producido por un espesor infinitesimal de refuerzo (dh) será proporcional a éste y a la deflexión (D) de la estructura en el momento de aplicar la capa de refuerzo. Se tiene así:

$$-dD = \frac{1}{R} \cdot D \cdot dh \quad \text{---I---}$$

donde $1/R$ es un coeficiente de proporcionalidad, inversa de un factor de reducción de deflexiones, R , propio del material de refuerzo, con dimensiones de una longitud para que la ecuación ---I--- cumpla con el análisis dimensional.

Integrando la ---I--- se tiene:

$$-\ln D + \text{constante} = \frac{1}{R} \cdot h$$

donde el valor de la constante de integración es el logaritmo natural de la deflexión inicial dado que para $h = \text{cero}$, $\text{constante} = \ln D_{h=0}$

En consecuencia, la hipótesis planteada lleva a que la ley que rige el valor de las deflexiones del conjunto (Dh) en función de los espesores de refuerzo (h) de un cierto material uniforme, puede ser expresada por cualquiera de las ecuaciones siguientes:

$$\ln Dh = \ln D_{h=0} - \frac{1}{R} \cdot h \quad \text{---II_1---}$$

$$\log Dh = \log D_{h=0} - 0,434 \cdot \frac{1}{R} \cdot h \quad \text{---II_2---}$$

$$Dh = D_{h=0} \cdot e^{-\frac{1}{R} \cdot h} \quad \text{---II_3---}$$

donde:

- $D_{h=0}$ = deflexión Benkelman recuperable en 1/100 mm sin refuerzo, con cierta carga por eje y presión de inflado.
 Dh = deflexión Benkelman en igualdad de condiciones con el espesor de refuerzo h .
 h = espesor de la capa de refuerzo en cm de un dado material.
 R = factor de reducción de deflexiones en cm propio del material de refuerzo empleado.
 \ln = logaritmo natural.
 \log = logaritmo decimal.
 e = base de los logaritmos naturales = 2,718.
 $0,434$ = $\log e = \log 2,718$.

La verificación experimental de la hipótesis planteada exige que el logaritmo de las deflexiones con distintos espesores de un dado material sea función lineal decreciente de los espesores, siendo $D_{h=0}$ la ordenada en el origen y $0,434 \cdot 1/R$ el coeficiente angular. Por otra parte, el valor de R despejado en las ecuaciones II₁ y II₂ es:

$$R = \frac{h}{\ln \frac{D_{h=0}}{Dh}} = \frac{0,434 \cdot h}{\log \frac{D_{h=0}}{Dh}} \quad \text{---III---}$$

Este valor de R debe ser constante para cada material de refuerzo colocado con distintos espesores sobre un mismo pavimento, o con igual espesor sobre distintos pavimentos, dentro del orden de exactitud de las medidas de deflexión y uniformidad del material.

El problema práctico es calcular el espesor de refuerzo de un dado material que reduzca la deflexión inicial de la estructura existente a un valor que se considere conveniente en determinadas condiciones. Despejando h en la ecuación II₂ se tiene:

$$h = \frac{R}{0,434} \cdot \log \frac{D_{h=0}}{Dh} \quad \text{---IV---}$$

donde el espesor h buscado en cm reduce la deflexión inicial $D_{h=0}$ al valor tolerado Dh prefijado. En consecuencia, la hipótesis básica (ecuación I) permite el cálculo del espesor en base a la deflexión inicial del pavimento sin refuerzo y de la constante R del material de refuerzo.

3 - SENTIDO FÍSICO DE R SU DETERMINACIÓN

Ya hemos indicado que en la ecuación diferencial -I- el factor de reducción de deflexiones R debe tener las dimensiones de una longitud. Su sentido

físico se deduce haciendo $h = R$ en la ecuación II₃ y así se tiene:

$$Dh = D_{h=0} \cdot e^{-1} = \frac{D_{h=0}}{2,718}$$

por lo tanto R es el espesor de refuerzo en cm que reduce la deflexión recuperable del pavimento sin refuerzo a su valor dividido por e . En consecuencia, R es una medida inversa de la capacidad de la capa de refuerzo para reducir deflexiones y por lo tanto la expresión correcta del aporte estructural del material de refuerzo considerado. El conocimiento del valor R con distintos materiales de refuerzo permitirá su comparación y valuación relativa desde el punto de vista económico, considerando el índice: $R \times$ costo de 1 cm de espesor, o sea el costo en cada caso de la misma reducción de deflexiones.

Teóricamente el espesor R puede tomar valores desde $R =$ cero hasta $R =$ infinito. Para el caso límite de $R =$ cero se tiene:

$$R = 0 ; Dh = D_{h=0} \cdot e^{-\infty} \quad \text{o sea} \quad Dh \rightarrow 0$$

es decir $R = 0$ corresponde a un material de refuerzo de rigidez infinita, del cual basta un espesor muy pequeño para que la deflexión tienda a anularse. Si $R = \infty$ se tiene:

$$R = \infty ; Dh = D_{h=0} \cdot e^0 = D_{h=0}$$

es decir que para $R = \infty$ la capa de refuerzo no disminuye la deflexión de la estructura, para lo cual la rigidez del material empleado en el recubrimiento deberá ser menor que la del pavimento existente e igual a la de la estructura total inicial incluyendo la subrasante de apoyo.

Para la determinación experimental del valor R que corresponde a capas de refuerzo bituminosas tales como el concreto asfáltico generalmente empleado, se debe aplicar la ecuación -III- siendo necesario conocer la deflexión inicial $D_{h=0}$ el espesor h y la deflexión con capa de refuerzo Dh . El comportamiento reológico bajo carga de las mezclas bituminosas corresponde al de los materiales termo-elasto-plásticos (1) y por esta razón las deflexiones en los pavimentos asfálticos son función de la temperatura y del tiempo que actúa la carga y, en consecuencia, R sólo puede ser constante para un dado material si se opera con la misma velocidad de desplazamiento de la rueda dual al medir las deflexiones Benkelman y éstas se corrigen por temperatura en base a los coeficientes experimentales conocidos*.

Por otra parte, es bien conocido que la rigidez, y en consecuencia la deflexión Benkelman, de las capas de refuerzo bituminoso recientemente colocadas es menor (mayores deflexiones) que después de haber sufrido el amasado y la densificación del tránsito por un cierto período inicial. Por ello es necesario determinar Dh después de un período de servicio práctico de por lo menos un mes y confirmar, por medidas posteriores, que el valor es constante. De esta manera el valor R corresponde al del material real en servicio.

(*) Las medidas de deflexión Benkelman deben ser realizadas a temperaturas medias - usualmente entre 10 y 30° C - y referidas a 20° C por el coeficiente de 1 hasta 2 (1/100 mm) por grado C, según distintos autores. A altas temperaturas la deformación plástica de la superficie bituminosa afecta a la determinación.

La hipótesis de trabajo (ecuación -I-) aquí planteada, exige que la reducción de deflexión sólo pueda ser atribuida a la influencia de la capa de refuerzo. En consecuencia, los valores de $D_{h=0}$ y D_h que se apliquen al cálculo de R para un dado material de refuerzo deben responder a esta premisa y no deben estar afectados por variaciones en el contenido de humedad, consolidación, degradación u otros factores que modifiquen las características de la subrasante y capas intermedias de la estructura alterando la deflexión bajo carga.

Lo expresado muestra que sólo una experimentación cuidadosa y suficientemente amplia puede conducir a los valores de R representativos para cada material de refuerzo, caracterizado por ciertos valores de los índices de calidad corrientemente empleados para cada tipo de material. En el caso del concreto asfáltico cabe suponer que el valor R debe guardar relación con la razón: estabilidad/fluencia Marshall, que es una medida de su rigidez en las condiciones del ensayo; así como con el contenido, consistencia y susceptibilidad térmica del betún asfáltico utilizado y de los vacíos presentes (1). **La uniformidad de la composición y características del material de refuerzo en servicio es una condición básica para la constancia del valor R.**

4 - VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL

El Departamento de Estudios Técnicos y Económicos de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires ha realizado en 1963 un estudio de las deflexiones recuperables Benkelman directamente sobre la sub-base de suelo-cemento del camino Junín - Viamonte - Nueve de Julio y después de ser recubierta con una capa de 5 cm de base asfáltica, una segunda capa igual a la anterior y por último con 5 cm de concreto asfáltico. Los valores que se indican en el Cuadro N° 1 son dignos de confianza y representan cada uno

CUADRO N° 1

CAMINO JUNÍN - VIAMONTE - NUEVE DE JULIO.
DEFLEXIÓN BENKELMAN INICIAL DE LA
SUB-BASE Y CON CAPAS DE REFUERZO

Naturaleza del material	Espesor h en cm de cada capa de recubrimiento	Deflexión Benkelman (*) en 1/100 mm	Aporte estructural $D_h - D_{h=0}$ ----- h
Sub-base de suelo-cemento	0	48	-----
Base asfáltica	5	28	$\frac{48-28}{5} = 0,040$ mm/cm
Base asfáltica	5	20	$\frac{28-20}{5} = 0,016$ mm/cm
Concreto asfáltico	5	13	$\frac{20-13}{5} = 0,014$ mm/cm

(*) Recuperables, carga por eje 18.000 libras, presión de inflado 85 libras/pulgada cuadrada.

la media de por lo menos 45 mediciones, tal como se indica en el trabajo de los ingenieros Félix Lilli y Reynaldo Barrientos.

Aplicando a estos valores la ecuación -III- puede verse en el Cuadro N° 2 que el factor de reducción de deflexiones R es satisfactoriamente constante, a pesar de haberse empleado dos mezclas asfálticas del mismo tipo.

CUADRO N° 2

CONSTANCIA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE DEFLEXIONES R
SEGUN LOS VALORES DEL CUADRO N° 1

$D_{h=0}$ en 1/100 mm	D_h en 1/100 mm	h en cm	$R = \frac{0,343 \cdot h}{\lg \frac{D_{h=0}}{D_h}}$ en cm
48	28	5 base asf.	9,2
48	20	10 " "	11,4
28	20	5 " "	14,8
20	13	5 coner. "	11,6
48	13	15 mixta	11,5
			media 11,7

El Gráfico N° 1 muestra que existe la relación lineal decreciente entre el $\lg D_h$ y los espesores prevista por la ecuación -II₂-, es decir una caída exponencial de la deflexión en función del espesor. En consecuencia, los valores experimentales responden satisfactoriamente a la hipótesis básica aquí plan-

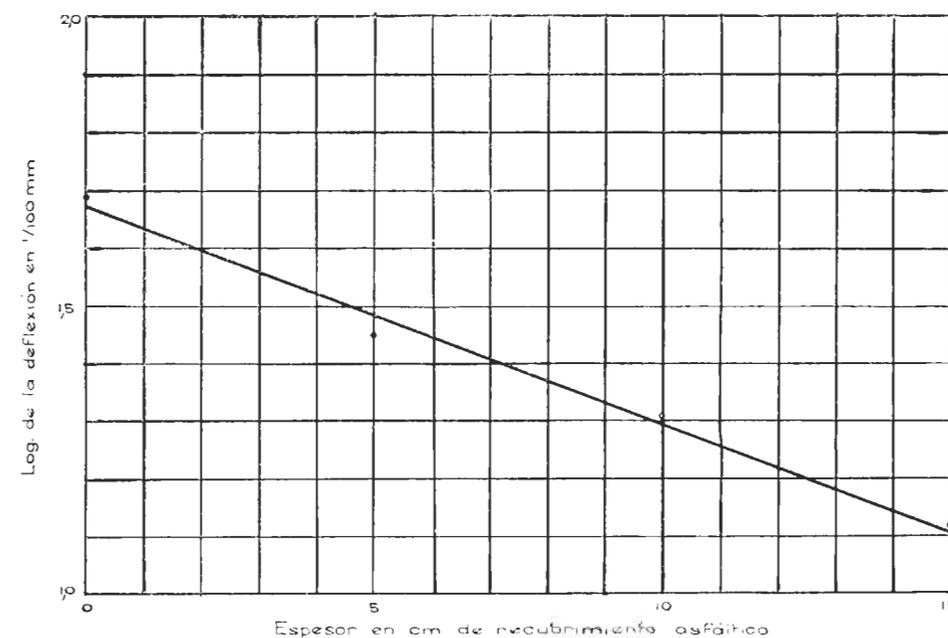


Gráfico N° 1 - Relación lineal entre el espesor de recubrimiento y el log. de la deflexión. Camino Junín-Viamonte-Nueve de Julio. Valores tomados de la referencia (9).

teada en el orden de exactitud que cabe esperar teniendo en cuenta la de los datos experimentales, ya que se trata de capas preparadas y colocadas en las condiciones comunes de trabajo en obras.

Hemos considerado oportuno comparar el valor de $R = 11,7$ hallado para el concreto asfáltico en el camino Junín - Viamonte - Nueve de Julio con el calculado para el mismo tipo de material en base a datos experimentales mencionados en la literatura. Para este fin se tropieza con el inconveniente de que se indican datos de deflexiones antes y después de colocar capas de refuerzo de concreto asfáltico de distintos espesores, pero las deflexiones medidas son máximas; no se indican temperaturas ni si la capa de refuerzo ha sido sometida al tránsito. Tampoco se tiene seguridad de que la reducción de deflexiones sea debida exclusivamente a la capa de alteo. Tal es el caso del Cuadro N° 28 de la cita (10) que resume los ensayos con capas de refuerzo de concreto asfáltico en el A.A.S.H.O. Road Test donde se mencionan valores muy dispersos y se llega a registrar hasta incrementos de la deflexión después de colocar la capa de refuerzo.

A pesar de lo indicado hemos seleccionado algunos casos que permiten una comparación. El comité especializado de la Canadian Good Road Association (3) menciona el caso de un antiguo pavimento con deflexiones recuperables Benkelman (18.000 libras por eje) de 0,147 pulgadas = 370 (1/100 mm) que se redujeron a 0,045 pulgadas = 112 (1/100 mm) colocando una capa de 6 pulgadas de base granular tratada con cemento pórtland y posteriormente a 0,024 pulgadas = 60 (1/100 mm) a la misma temperatura después de colocar 3 pulgadas de concreto asfáltico. Los valores R correspondientes son:

$$\text{Concreto asfáltico: } R = \frac{0,434 \times 3 \times 2,54}{\log \frac{112}{60}} = 12,1 \text{ cm}$$

$$\text{Base granular trat. con cemento pórtland: } R = \frac{0,434 \times 6 \times 2,54}{\log \frac{370}{112}} = 12,8 \text{ cm}$$

Estos valores muestran que la base granular usada tratada con cemento tiene en este caso aproximadamente el mismo valor que el concreto asfáltico como capa de refuerzo para reducir deflexiones y que el valor R para este último es cercano al hallado en las experiencias del camino Junín - Viamonte - Nueve de Julio.

Otro caso interesante es el mencionado por Dehlen (11) en sus estudios para refuerzo de un pavimento en Sudáfrica empleando un concreto asfáltico rico en agregados finos preparado según la B. Standard - 594, que en general resultan más flexibles que los obtenidos siguiendo la orientación norteamericana. El Cuadro N° 3 muestra un mayor factor de reducción de deflexiones R, o sea menos capacidad para reducir deflexiones de este concreto

CUADRO N° 3

Valores de R para el concreto asfáltico y la piedra partida calculados en base a los datos de Dehlen (11). Deflexiones máximas, 18.000 libras/eje; 75 lbs/pulg² de presión de inflado

$D_{h=0}$ en 1/100 mm	Dh 1/100 mm	h en cm	R en cm	Material
145	72,5	11,3	16,3	concr. asf. B.S.-594
132	112	10	60,3	piedra partida

asfáltico. La diferencia se acentúa marcadamente para un material como la piedra triturada sin cohesión propia.

Zube y Bridges (12) han informado sobre experiencias realizadas en California para reducir deflexiones con capas de concreto asfáltico. Se mencionan deflexiones máximas con carga por eje de 15.000 libras después de estar sometidas al tránsito. En el Cuadro N° 4 se han tomado los valores medios obtenidos en algunos de sus tramos experimentales y calculado los R correspondientes que resultan ser próximos al obtenido en el camino Junín - Viamonte - Nueve de Julio.

CUADRO N° 4

VALORES DE R PARA EL CONCRETO ASFÁLTICO CALCULADOS EN BASE A LOS RESULTADOS DE ZUBE Y BRIDGES (12)

Proyecto	$D_{h=0}$ en 1/100 mm	Dh 1/100 mm	h en cm	R en cm
IV-III-SAC-232 A				
unidad 1	57,5	32,5	7,5	13,2
ídem unidad 2	130	88	5	12,6
ídem unidad 2	130	30	15	10,2

En base a la información disponible en la actualidad, se puede aceptar en nuestro medio, con carácter **tentativo**, un valor representativo de $R = 12$ para el concreto asfáltico, el que deberá ser ratificado o rectificado por una experimentación amplia y correlacionado a los índices de caracterización y calidad de este material corrientemente usados.

Dado que la Dirección Nacional de Vialidad ha utilizado en gran escala la mezcla denominada "tosca-arena-asfalto" preparada y colocada en caliente para el refuerzo de pavimentos en servicio, hemos creído oportuno aplicar a este material las fórmulas aquí deducidas. En la referencia (8) —Tabla N° 1 de dicha fuente— los ingenieros Gonella y Font aportan los valores necesarios, indicados en el Cuadro N° 5, en base a los cuales hemos calculado el valor del factor de reducción de deflexiones R para este material.

Valores R para la mezcla en caliente "tosca-arena-asfalto" calculados en base a los resultados de Genella y Font (4b). Deflexiones totales, carga por rueda dual 5.000 kg.

Camino	D _{h=0} en 1/100 mm	Dh 1/100 mm	h en cm	R
Ruta 7 - Carmen de Areco, kilómetro 141	145	66	12	15,2
Ídem	202	86	12	13,9
Ídem	124	49	12	12,8
Ídem	100	47	12	15,8
Ídem	330	124	17,9	18,3
Ídem	393	100	21	15,3
Ruta 7, km 178	130	115	6	49,2
Ídem	105	85	6	28,0
Ídem, km 192	120	100	6	33,0

La constancia del valor R para la "tosca-arena-asfalto" empleada en el camino Ruta 7 - Carmen de Areco es satisfactoria y su capacidad para reducir deflexiones es aproximadamente 4/5 de la del concreto asfáltico, valor que debe ser ratificado con medidas de las deflexiones recuperables. En cambio los valores de R para la "tosca-arena-asfalto" empleada en la Ruta 7 son muy dispersos, lo que hace pensar en la falta de uniformidad de la mezcla empleada con tendencia general a menor rigidez que la anterior y en consecuencia menor capacidad para reducir las deflexiones (mayor R). Igualmente, los valores de R para el concreto asfáltico en base a los datos de (7), resultan muy dispersos, como si se hubieran utilizado dos concretos asfálticos distintos cuyos R serían aproximadamente 15 y 27.

5 - FÓRMULA TENTATIVA PARA EL CÁLCULO DE ESPESORES DE REFUERZO EN CONCRETO ASFÁLTICO

El problema práctico común es calcular el espesor de recubrimiento necesario para reducir la deflexión representativa medida sobre una zona o tramo de un pavimento en servicio (D_{h=0}) a un valor aceptable (Dh). La ecuación -IV- muestra que es necesario conocer, además de la deflexión inicial D_{h=0} (determinada al valuar el pavimento existente), el valor de R para el material de recubrimiento y fijar la deflexión Dh aceptable.

El valor D_{h=0} debe ser representativo de un área o zona que acuse deflexiones similares. El valor adoptado como representativo debe cubrir el 95 % de las medidas realizadas y estadísticamente corresponde al denominado "valor característico". Si D_m es la media aritmética de n medidas:

$$D_m = \frac{D_1 + D_2 + D_3 + \dots + D_n}{n}$$

la desviación "standard" será:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (D_m - D)^2}{n-1}}$$

el coeficiente de variación:

$$\delta = \frac{1}{D_m} \cdot \sigma$$

y el "valor característico" de la zona será:

$$D_m (1 + 1,65 \delta)$$

siendo n ≥ 30.

El valor exacto de R para el concreto asfáltico que se utilizará, determinado según la ecuación -III-, no puede ser conocido "a priori" dado que sería necesario colocar y dejar por cierto período librado al tránsito un espesor cualquiera del material, preparado, colocado y compactado en las mismas condiciones de la obra. Ya hemos indicado que con carácter tentativo puede aceptarse R = 12 para el cálculo aproximado del espesor, valor que debe ser ajustado al disponer del R exacto por determinaciones de deflexión en la obra. El valor R debe ser correlacionado con las características de calidad y uniformidad exigidas para cada concreto asfáltico en base a futuras investigaciones.

Con respecto al límite de deflexión tolerado Dh, que debe adoptarse para el pavimento con capa de refuerzo en concreto asfáltico es indudablemente un valor que debe tomar en cuenta la experiencia local tanto en lo referente a frecuencia y peso del tránsito como a espesores, materiales empleados, mezclas usadas, prácticas constructivas, factores climáticos, etc. Como dato de orientación en base a la experiencia local y extranjera, debe tenerse presente que pavimentos sometidos a tránsito pesado o semipesado acusan tempranas fallas por fisuramiento cuando las deflexiones Benkelman recuperables bajo carga de 18.000 libras por eje son superiores a 90 (1/100 mm) por lo cual las deflexiones límites aceptables son del orden de 50 a 70 (1/100 mm) (13).

En base a lo expresado es posible un cálculo aproximado del espesor de recubrimiento aplicando la ecuación -IV- con el solo dato de la deflexión del pavimento a reforzar. La solución gráfica se indica en el Gráfico Nº 2; los espesores así determinados pueden ser usados en una primera aproximación y ajustados posteriormente al disponer de valores directos de R determinados en la obra. Debe tenerse presente que una diferencia en el valor de R de la unidad, representa un 8 % de más o de menos en el espesor calculado en los casos más comunes.

Siendo conocido el valor R para otros materiales de refuerzo, no existe inconveniente teórico para aplicar el método indicado para capas de refuerzo mixtas. En este caso, con el material de mayor R, se reduce la deflexión ini-

cial a un valor mayor que el aceptado con el espesor resultante de aplicar la ecuación -IV- y de éste se pasa al aceptado aplicando nuevamente dicha ecuación, o el Gráfico Nº 2, con concreto asfáltico. La elección del valor de deflexión intermedio depende del costo comparativo del índice: $R \times \text{costo de 1 cm de espesor}$.

Si la deflexión inicial es la de la subrasante, este sistema por etapas sería en realidad un método de diseño de espesores de pavimentos en base al criterio de deformabilidad, fundado en la hipótesis expresada por la ecuación diferencial -I- que implica la constancia de R para cada material empleado.

6 - COMPARACIÓN CON LA FÓRMULA DE CÁLCULO DE ESPESORES DE PAVIMENTOS UTILIZADA EN CANADÁ

La rigidez o deformabilidad de la estructura total de un camino queda expresada por el cociente **esfuerzo/deformaciones** en cierta condición de carga, es decir por un módulo de deformación E' si existe proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones o bien, en el caso más general, por un módulo secante para cierta deformación si dicha proporcionalidad es sólo aproximada.

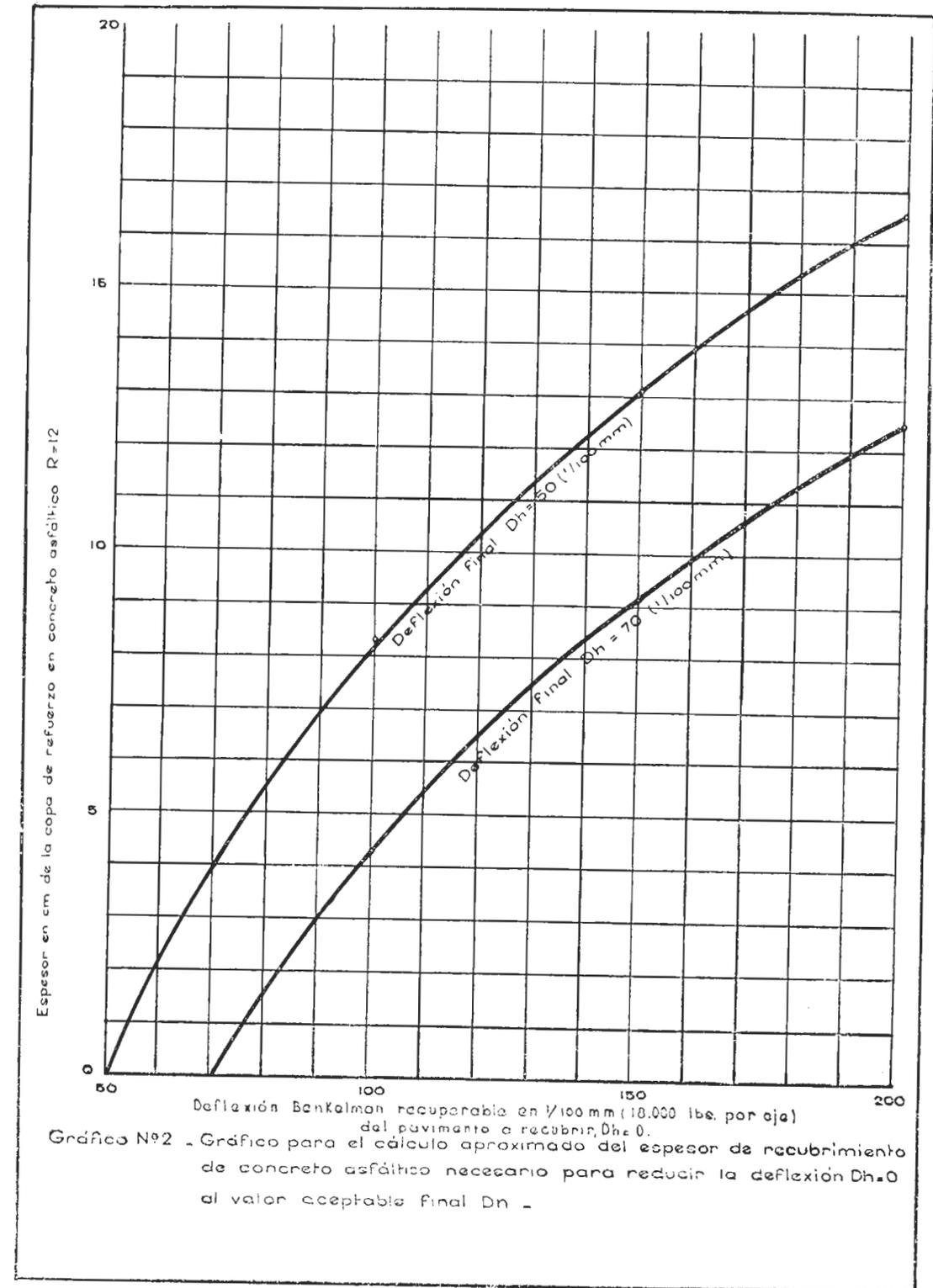
Las deflexiones recuperables Benkelman representan la suma de las deformaciones verticales del pavimento y la subrasante, producidas por una carga normal constante aplicada por intermedio de una rueda dual determinada con cierta presión de inflado, es decir deformaciones variables para cierto esfuerzo constante representativo de la sollicitación en servicio. Los ensayos con platos de carga constituyen el caso inverso, para cierta relación **perímetro área** propia de cada plato, se miden las cargas necesarias para alcanzar cierta deformación fija (total y recuperable) con repetición (A. S. T. M. - 1196 - 57) o sin ella (A.S.T.M. - 1195 - 57). Tal como lo considera Finn (2), este es un método de medir deflexiones a pesar que se lo considera generalmente como una medida de la capacidad de carga o portante de la estructura.

Para relacionar los resultados de ambos ensayos consideremos que se utiliza un **plato de carga equivalente a la rueda dual del ensayo Benkelman** y que la relación **esfuerzos/deformaciones** es constante, o bien el módulo secante que corresponde a la deformación máxima, tal como se indica en el Gráfico esquemático Nº 3. Sean $E'_{h=0}$ y E'_h los módulos de deformación secantes, antes y después de colocar la capa de refuerzo de espesor h, $D_{h=0}$ y Dh las deflexiones Benkelman y S y P las cargas para alcanzar igual deformación Df con el plato equivalente. Tal como lo muestra el Gráfico Nº 3 se puede escribir:

$$\frac{E'_h}{E'_{h=0}} = \frac{P/Df}{S/Df} = \frac{P}{S} = \frac{\frac{B}{Dh}}{B} = \frac{D_{h=0}}{Dh} \quad -V-$$

$Dh = 0$

$D_{h=0} \cdot S = Dh \cdot P = \text{constante.}$



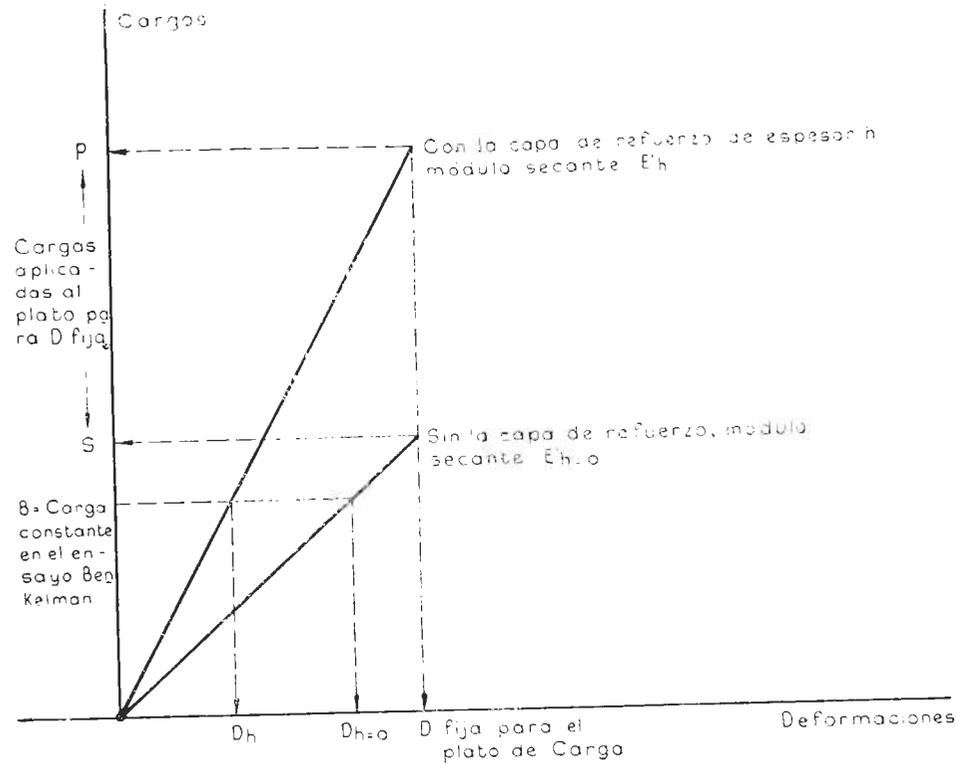


Gráfico esquemático Nº 3 - Relación cargas-deformaciones (módulo secante) operando con un plato de carga equivalente a la rueda dual del ensayo Benkelman.

En las condiciones mencionadas la razón de las deflexiones será igual a la razón inversa de las cargas y ambas no son más que la razón de los módulos de deformación, es decir, la rigidez relativa de la capa de refuerzo con respecto al pavimento sin refuerzo. En otras palabras, el producto **deflexión Benkelman por la carga del plato necesaria para cierta deformación**, es una constante y en consecuencia las cargas caen hiperbólicamente al incrementarse las deflexiones.

No tenemos información sobre valores experimentales que relacionen ambos ensayos en las condiciones indicadas (plato de carga equivalente y módulo secante). En cambio, la reciente experimentación realizada en Canadá (3) (15) correlacionando las deflexiones Benkelman recuperables con el ensayo de carga normalizado en dicho país en más de 300 pavimentos de todo tipo, muestra la caída hiperbólica prevista. Las constantes de ajuste de la ecuación propuesta con respecto a la simple relación recíproca prevista pueden ser justificadas por la falta de equivalencia del plato usado con la rueda dual ya que en el caso de las pruebas de carga se mide deformación total, es decir se consideran dos módulos secantes en cada caso, el correspondiente a la deformación Benkelman recuperable y a la deformación fija del ensayo de carga. De cualquier manera, esta experimentación muestra que la razón entre deflexiones es igual a la inversa de las de las cargas en una

primera aproximación con diferencias de un orden menor al 20 por ciento.

La relación entre ambos ensayos tiene una importancia particular en nuestro caso, dado que en el año 1947 el Dr. McLeod, del Canadian Department of Transport (14) propuso, en base a una amplia experimentación, una fórmula empírica para el cálculo de espesores de pistas y pavimentos, en base a las cargas necesarias para obtener igual deformación en la subrasante y la estructura completa con un mismo plato de carga, representativo de la rueda simple o equivalente que actúa sobre la estructura.

La fórmula de dicho investigador es:

$$T = K \cdot \log \frac{P}{S} \quad \text{--VI--}$$

donde:

- T = espesor en pulgadas de "base granular" o el equivalente en otro material.
- P = carga en libras aplicada para alcanzar cierta deformación fija con el plato de carga utilizado en cada caso y 10 repeticiones, operando con toda la estructura.
- S = carga para igual plato, deformación y repeticiones operando sobre la subrasante.
- K = constante experimental función del plato de carga y del material utilizado. Su valor es una medida inversa del valor portante del material por unidad de espesor (pulgada).

Esta fórmula es usada con éxito desde hace años en Canadá. De acuerdo a la carga por rueda y presión de contacto se fija el diámetro (es decir la relación perímetro/área) del plato de carga y por consiguiente el valor K. El espesor de "base granular" hallado se distribuye en capas de distintos materiales en base a coeficientes experimentales de equivalencia. Las constantes K han sido determinadas en base a la información de ensayos de carga con iguales espesores de "base granular" sobre distintas subrasantes y se ha hallado **que es constante** si se mantienen uniformes la composición, humedad y densidad de la "base granular". Sólo para muy grandes espesores K es función de éste. Los valores adoptados para K son representativos de los materiales y técnicas constructivas de Canadá.

Es evidente la analogía entre la fórmula --VI-- establecida empíricamente en Canadá y la --IV-- deducida partiendo de nuestra hipótesis expresada por la ecuación diferencial --I--. En la --VI-- se utiliza el logaritmo de la razón de las cargas para igual plato y deformación, que en primera aproximación debe ser igual al logaritmo de la razón inversa de las deflexiones Benkelman si se utiliza un plato equivalente como ha sido dicho.

El significado de la constante K dado por McLeod es:

$$K = \frac{1}{\log \frac{P_1}{S}}$$

donde P_j es la carga para cierto plato cuando el espesor $T =$ una pulgada, es decir que lo refiere al refuerzo de la subrasante producido por la unidad de espesor. Si se razona como ha sido indicado en el apartado 3) para establecer el sentido físico de R , tenemos que para $P = 10 \times S$ resulta en la —VI— $T = K$, es decir que K es el espesor de recubrimiento en pulgadas que incrementa diez veces el valor portante de la subrasante.

El valor de K corresponde a un plato de carga equivalente a la rueda dual del ensayo Benkelman puede ser calculado en base a R , relacionando la ecuación —VI— con la —III— y aceptando que exista proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, es decir

$$\frac{P}{S} = \frac{D_{h=0}}{Dh}$$

Se tiene entonces:

$$K = \frac{T}{\log \frac{P}{S}} = \frac{h/2,54}{0,434 \ln \frac{P}{S}} = \frac{h}{2,54 \times 0,434 \times \ln \frac{D_{h=0}}{Dh}} = \frac{1}{1,1} R = 0,909 \cdot R$$

por lo tanto K se identifica con el factor de reducción de deflexiones R , dentro del orden de aproximación que implica la simplificación aceptada, dado que K comprende los coeficientes de transformación de logaritmos naturales a decimales y de centímetro a pulgada.

Para el caso del concreto asfáltico y un plato equivalente a la rueda dual del ensayo Benkelman, $K = 0,909 \times 12 = 10,8$ lo que implica aceptar proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones. En Canadá se utiliza para el cálculo de espesores de pavimentos un plato de 12 pulgadas de diámetro, 6,2 pulgada de deformación con 10 repeticiones, para el cual el valor $K = 35$ para "base granular". El factor de equivalencia a concreto asfáltico es de 2,5, en consecuencia para el concreto asfáltico $K = 35/2,5 = 14,0$ con dicho plato de carga.

De todo lo expresado surge que el fundamento de ambas fórmulas (ecuaciones —IV— y —VI—) es análogo y en consecuencia la amplia experiencia que apoya la —VI— da nueva base a la hipótesis aquí planteada.

Creemos oportuno mencionar que recientemente Sebastyan (15) ha propuesto para el cálculo de espesores de refuerzo utilizar la fórmula —VI— en base a las medidas de deflexión Benkelman transformadas en cargas de plato por el gráfico de correlación experimental antes mencionado y los coeficientes de equivalencia. Ello significa llegar a la fórmula —IV— aquí propuesta por un camino indirecto.

7 — RELACIÓN CON LAS TEORÍAS DE CAPAS ELÁSTICAS

Si se desea interpretar la reducción de deflexiones Benkelman por las teorías del comportamiento de los pavimentos considerándolos como un sistema de capas elásticas que flexionan bajo carga, el problema es difícil dado que la carga se aplica con una rueda dual y no son conocidos los parámetros básicos necesarios para el cálculo. Sin embargo, es posible tener un panorama general considerando un sistema de dos capas elásticas, la superior es la capa de refuerzo y la inferior es una capa semi-infinita de un material hipotético uniforme cuyo comportamiento bajo carga es igual al del pavimento sin refuerzo. Con respecto al área de la aplicación de la carga que equivale a la rueda dual puede considerarse con Dormon (16), que el área efectiva equivalente tiene aproximadamente un radio igual a 5/2 el radio del área de aplicación de cada neumático con una presión de contacto igual a 1/3 de la de cada rueda. En la Figura N° 1 esquemática se indican los parámetros necesarios.

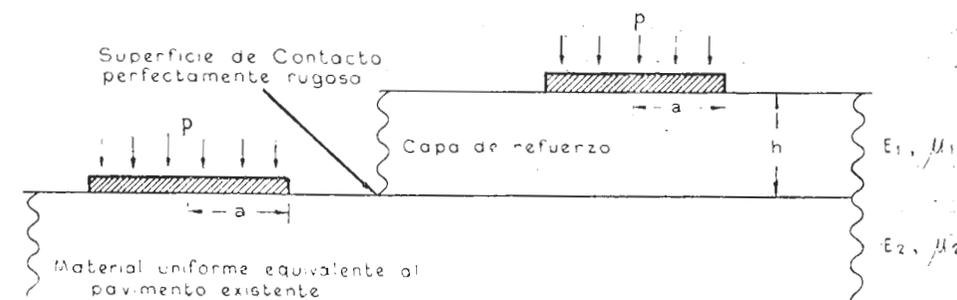


Figura N° 1 — Sistema de dos capas elásticas. $a =$ radio del área efectiva correspondiente a la rueda dual; $p =$ presión de contacto equivalente; E_1 y E_2 módulos Young; μ_1 y μ_2 relación de Poisson.

Según Boussinesq, la deflexión elástica vertical en un medio semi-infinito, elástico e isótropo y por lo tanto en la superficie del material que equivale al pavimento sin refuerzo, o sea $D_{h=0}$ será:

$$D_{h=0} = \frac{1,5 \cdot p \cdot a}{E_2} \quad \mu_2 = 0,5$$

y en el sistema de dos capas según Burmister:

$$Dh = \frac{1,5 \cdot p \cdot a}{E_2} \cdot F\omega \quad \mu_1 = 0,5$$

donde $F\omega$ es el "coeficiente de deflexión" adimensional cuyo valor máximo es la unidad.

En el caso de las deflexiones Benkelman, p y a son constantes y en consecuencia para cierto pavimento ($E_2 =$ constante) con y sin capa de refuerzo, se tiene:

$$\frac{D_{h=0}}{Dh} = \frac{1}{F\omega}$$

es decir que la reducción de deflexiones lograda queda definida por $F\omega$ en la nomenclatura de Burmister, en el caso considerado.

El análisis teórico del sistema de dos capas elásticas bajo carga realizado por Burmister y condensado en su conocido gráfico, muestra que $F\omega$ es, para cada relación modular E_1/E_2 , una función decreciente del parámetro h/a . En las medidas de deflexión Benkelman el valor del radio a es constante e igual al que sea equivalente a la rueda dual empleada. Siendo el radio del área de contacto de cada neumático 15 cm aproximadamente, el valor de a según Dormon será de 37,5 cm. En consecuencia, para cierta razón de deflexiones $Dh/D_{h=0}$ o sea cierto $F\omega$, obtenida por acción de un espesor de refuerzo h , corresponde una determinada razón modular E_1/E_2 siendo esta última la expresión de la rigidez relativa de la capa de refuerzo con respecto al pavimento. Ello muestra que el llamado "aporte estructural" de un dado material de refuerzo, tal como ha sido definido en el apartado N° 1), no puede ser una constante dado que depende también del módulo del pavimento sin refuerzo E_2 , tal como se lo considera también en la ecuación —I— aquí propuesta.

Tanto la razón modular E_1/E_2 usada en las teorías de capas elásticas como el factor de reducción de deflexiones R propuesto en este trabajo, son expresiones de la rigidez relativa de la capa de refuerzo con respecto al pavimento inicial, por lo tanto existirá una cierta función:

$$E_1/E_2 = f(R) \quad ; \quad p, a = \text{constantes,}$$

que vincula ambas teorías y actúa de puente entre ellas.

Para relacionar ambas expresiones de la rigidez consideremos un mismo pavimento ($E_2 = \text{constante}$) recubierto con capas de distintos materiales ($E_1 = \text{variable}$); a cada uno de ellos le corresponde $R_1, R_2 \dots R_n$. Si el espesor de las capas en cada caso es $h = R$, por definición se tiene:

$$h = R; \frac{D_{h=0}}{D_{h=R}} = 2,718 = \frac{1}{F\omega} \quad ; \quad F\omega = 0,37 = \text{constante}$$

Para el parámetro constante $F\omega$ en el gráfico de Burmister corresponde a cada $R_1/a, R_2/a, R_n/a$ una relación modular E_1/E_2 determinada. En el Cuadro N° 6 se indican los resultados desde $R_1 = 9$ (que corresponde a un material de mayor rigidez que el concreto asfáltico) hasta $R_6 = 60$ (material granular sin cohesión propia que actúa como capa elástica en estado compactado y confinado). Dicho cuadro muestra que el E_1/E_2 decrece marcadamente al incrementar R .

En el Gráfico N° 4 se representa $\log E_1/E_2$ en función de R , la función prevista es hiperbólica dado que como se ha dicho en el apartado N° 3, R es una medida inversa de la rigidez relativa del pavimento con y sin refuerzo. La línea muestra pequeña curvatura para la zona $R = 12$ hasta $R = 30$, que comprende la mayoría de los materiales de refuerzo, lo que demuestra que E_1/E_2 decrece en forma aproximadamente exponencial al crecer R en dicho ámbito.

Para mayores o menores R la curvatura es más pronunciada y es evidente que en los límites:

$$R = 0, \log E_1/E_2 \rightarrow \infty \quad ; \quad R = \infty, \log E_1/E_2 \rightarrow 0; E_1/E_2 \rightarrow 1$$

CUADRO N° 6

Razones modulares E_1/E_2 que corresponden según Burmister a los sistemas de dos capas elásticas, la inferior representativa de un pavimento sin refuerzo y la superior de distintos materiales, caracterizado cada uno por los valores $R_1, R_2, \dots R_n$. El espesor de la capa de refuerzo es en cada caso igual al valor R del material. El radio del área de aplicación de la carga $a = \text{constante}$, es el equivalente a la rueda dual del ensayo Benkelman, según Dormon.

Material de refuerzo	Espesor $h = R$ (cm)	$\frac{R}{a}$ (cm)	$F\omega$	$\frac{E_1}{E_2}$	$\log \frac{E_1}{E_2}$
R_1	9	0,24	0,37	900	2,954
R_2	12	0,32	0,37	400	2,602
R_3	15	0,40	0,37	200	2,301
R_4	24	0,64	0,37	60	1,778
R_5	36	0,96	0,37	16	1,204
R_6	48	1,28	0,37	8	0,903
R_7	60	1,60	0,37	6	0,778

El límite $R = \infty, E_1/E_2 = 1$ no es otra cosa que el medio material uniforme de Boussinesq en el cual la capa de refuerzo se identifica con la estructura inicial. Para $R = 0, E_1/E_2 \rightarrow \infty$ representa el caso de un material de refuerzo infinitamente más rígido que el pavimento inicial con el cual ambas teorías establecen que $Dh \rightarrow 0$ o sea que $F\omega \rightarrow 0$, es decir máxima eficiencia del refuerzo. Lo dicho muestra la necesidad de construir las capas de refuerzo con materiales de alto valor cohesivo expresado por mayores E_1 o bien menores R . Sin embargo, debe tenerse presente que, a mayor eficiencia del refuerzo, el material de esta capa es más solicitado bajo carga y en consecuencia debe resistir sin fisuramiento mayores esfuerzos críticos de tracción en su cara inferior determinados por la deflexión Dh , su radio de curvatura y el espesor. Ello impone la necesidad de balancear la rigidez del material, expresada por E_1 o R , con su flexibilidad expresada por la deformación al alcanzar la rotura en tracción, es decir que un material de refuerzo de elevado E_1 o bajo R no es necesariamente el mejor si no posee adecuada flexibilidad. En otros términos, las características opuestas, rigidez y flexibilidad, deben estar armónicamente balanceadas, tema que ha sido considerado por el autor en otra publicación (1).

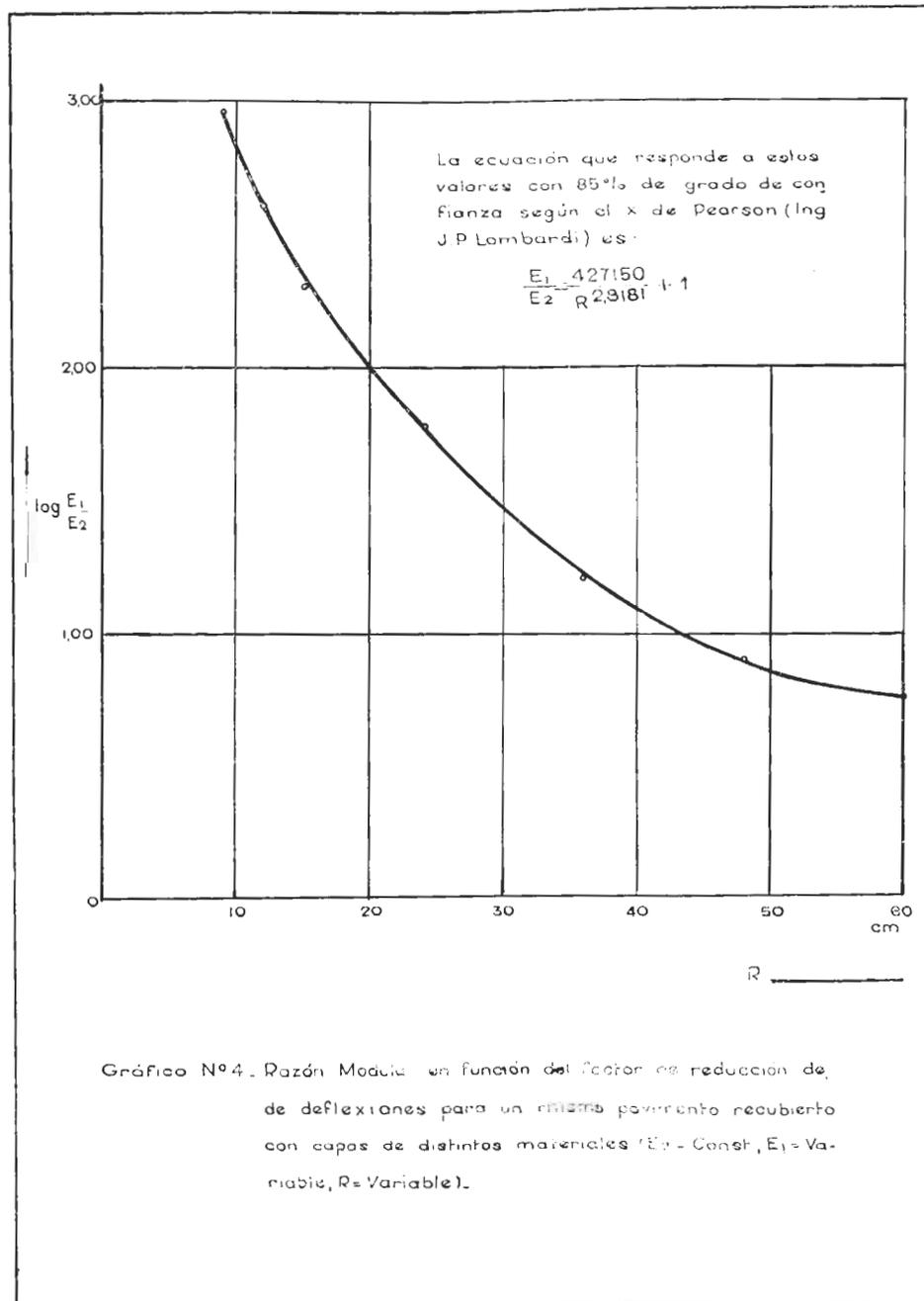
De todo lo dicho surge que tanto la fórmula para el cálculo de espesores aquí propuesta —IV—, como la resultante de la aplicación de la teoría de capas elásticas a las deflexiones Benkelman, responden al siguiente esquema general:

$$\text{espesor} = f(\text{rigidez relativa} \times \log \text{razón de deformaciones})$$

dado que a es constante en el ensayo Benkelman. La rigidez relativa está expresada por E_1/E_2 o R en cada caso y la razón de deformaciones por $F\omega$ o directamente. En consecuencia, puede considerarse que la hipótesis aquí planteada es en esencia una forma simplificada de la teoría de las capas elásticas definiendo la rigidez relativa por la constante R . El Gráfico N° 4 actúa

de puente entre ambos enfoques del problema. Es lógico esperar que los espesores calculados por ambos caminos sean coincidentes en una primera aproximación.

Consideremos un caso práctico común, reducir la deflexión Benkelman recuperable de un pavimento $D_{h=0} = 140$ (1/100 mm) a un valor $Dh = 70$ (1/100 mm) mediante una capa de concreto asfáltico de $R = 12$.



Según la ecuación -IV- aquí propuesta, el espesor necesario será:

$$h = \frac{12}{0,434} \times \log 2 = 8,3 \text{ cm}$$

Para aplicar el gráfico de Burmister es necesario calcular los parámetros $F\omega$ y E_1/E_2 :

$$F\omega = \frac{Dh}{D_{h=0}} = \frac{70}{140} = 0,5$$

Para $R = 12$ el Gráfico N° 4 indica $\log E_1/E_2 = 2,60$ o sea $E_1/E_2 = 400$. En el Gráfico de Burmister a estos valores corresponde $h/a = 0,20$, siendo $a = 37,5$, se tiene:

$$h = 0,20 \times 37,5 = 7,5 \text{ cm}$$

Si el material de refuerzo es más flexible, por ejemplo de $R = 16$, el mismo cálculo da:

Según ecuación -IV-	$h = 11,1 \text{ cm}$
Según Burmister	$h = 10,5 \text{ cm}$

Si el material de refuerzo es de baja cohesión propia (granular) con R alto, por ejemplo $R = 50$, se tiene:

Según ecuación -IV-	$h = 34,3 \text{ cm}$
Según Burmister	$h = 33,7 \text{ cm}$

En el caso de corregir una elevada deflexión inicial como $D_{h=0} = 200$ a $Dh = 50$ con concreto asfáltico de $R = 12$, se tiene:

Según ecuación -IV-	$h = 16,6 \text{ cm}$
Según Burmister	$h = 15,4 \text{ cm}$

La concordancia es satisfactoria, particularmente si se tiene presente que el análisis de Burmister acepta varias simplificaciones, el error propio del cálculo gráfico y la equivalencia de la rueda dual aceptada.

Al finalizar creemos oportuno llamar la atención de que la simple hipótesis planteada (ecuación -I-) que permite aplicar el criterio de deformabilidad en el cálculo de espesores, responde a:

- 1º Valores experimentales directos.
- 2º Permite deducir racionalmente la fórmula experimental establecida en Canadá.
- 3º Es concordante con el análisis puramente teórico en base a capas elásticas bajo carga.

Todo ello se obtiene en base a una sola constante del material de refuerzo empleado, el factor de reducción de deflexiones R , cuyo sentido físico es definido y claro. La aplicación del método propuesto es simple y los datos necesarios son únicamente las deflexiones Benkelman, prueba de carga no destructiva "in situ", que tiene la extraordinaria ventaja de operar con la es-

estructura en la verdadera condición de trabajo y permitir en corto tiempo y a bajo costo realizar un número elevado de ensayos, condición necesaria dada la desuniformidad bajo carga que acusan los pavimentos en servicio.

8 — CONCLUSIONES

1. En base a la hipótesis de que la reducción de la deflexión producida por una capa de recubrimiento de espesor infinitamente pequeño, es proporcional al espesor y a la deflexión inicial sin refuerzo (ecuación —I—), se deduce una fórmula para el cálculo del espesor de refuerzo (ecuación —IV—) necesario para reducir la deflexión inicial al valor tolerable.
2. La constante de proporcionalidad R de dicha fórmula es un valor propio para cada material de refuerzo y expresa el espesor necesario para reducir la deflexión inicial a su valor dividido por el número $e = 2,718$. Ella mide el verdadero "aporte estructural" de cada material de refuerzo.
3. Para el concreto asfáltico puede aceptarse aproximadamente $R = 12$ y, en consecuencia, es posible estimar el espesor de recubrimiento en base al solo dato experimental de la flexión Benkelman representativa del pavimento a reforzar (Gráfico N° 2).
4. La fórmula deducida para el cálculo del espesor de refuerzo en base a la hipótesis mencionada, resulta ser análoga a la fórmula empírica usada en Canadá para el cálculo de espesores en base al ensayo de carga hasta deflexión fija en la subrasante y la estructura completa.
5. Relacionando la hipótesis aquí planteada con la interpretación de la reducción de las deflexiones Benkelman en base al análisis de Burmister para un sistema de dos capas elásticas, resulta que el factor de reducción de deflexiones R es una función de la razón modular E_1/E_2 de ambas capas y en consecuencia dicha hipótesis es en esencia una forma simplificada de la teoría de capas elásticas en la cual el factor R, de fácil determinación mediante la regla de Benkelman, reemplaza a la medida de los módulos de Young con platos de carga, métodos dinámicos, etc. y la razón de las deflexiones al coeficiente de deflexión $F\omega$ de Burmister.
6. Se considera necesaria una amplia y cuidadosa experimentación para determinar los valores R que corresponden a los distintos materiales de posible aplicación como capas de refuerzo simples o mixtas, individualizado cada uno de ellos por ciertos límites de los ensayos comunes de calidad. El conocimiento y constancia de R en cada caso es la base esencial para la aplicación del método propuesto.

BIBLIOGRAFÍA CITADA

1. C. L. RUIZ, *Flexibilidad de las capas asfálticas de tipo superior*. XII Reunión del Asfalto, 1962. Carreteras N° 30, 1962.
2. F. N. FINN, *Symposium on flexible pavement behaviour as related to deflection*. Procc. Asp. Pav. Techn. 31-210, 1962.
3. CANADIAN ROADS ASSOCIATION, *Deflection as an indicator of flexible pavement performance*. Int. Conf. Struct. Design. Asph. Paving, 1962.
4. F. N. HVEEM, *Pavement deflections and fatigue failures*. Highway Research Board. Bulletin N° 114, 1955.
5. F. N. HVEEM, E. ZUBE, R. BRIDGES y R. FORSYTH, *The effect of resilience-deflection relationship on the structural design of asphaltic pavement*. Int. Conf. Struct. Design Asphalt Pav., 1962.
6. E. A. GONELLA, J. J. FONT y E. PETRONI, *Estudio del comportamiento de pavimentos flexibles*. X Reunión del Asfalto, 1958.
7. E. A. GONELLA y J. J. FONT, *Estudio de deflexiones Benkelman en diversos pavimentos de la red nacional*. XI Reunión del Asfalto, 1960.
8. E. A. GONELLA y J. J. FONT, *Hot mixtures of calcareous soil-sand-asphalt type*. Int. Conf. Struct. Design Asphalt Pav., 1962.
9. F. LILLI y R. BARRIENTOS, *Tramos experimentales construidos con granito desintegrado*. D. V. Pcia. Bs. Aires, Publicación N° 38, 1963.
10. HIGHWAY RESEARCH BOARD, *The A. A. S. H. O. Road Test*. Report 5. Sp. Report 61-E-1962.
11. G. L. DEHLEN, *An investigation of flexure cracking on a major highway*. Int. Conf. Struct. Design Asphalt Pav., 1962.
12. E. ZUBE y R. BRIDGES, *The use of pavement deflections in asphalt pavement overlay design*. Int. Conf. Asphalt Pav., 1962.
13. F. P. NICHOLS, *Deflections as an indicator of flexible pavement performance*. Highway Research Board Record N° 13, 1963.
14. N. W. Mc LEOD, *Airport Runway Evaluation in Canada*. Highway Research Board. Research Report N° 4 B 1947 y 2ª parte, 1948.
15. G. Y. SEBASTYAN, *Pavement deflection and rebound measurements and their application to pavement design and evaluation*. Procc. Ass. Asphalt Pav. Techn. 31-343-1962.
16. G. M. DORMON, *The extension to practice of fundamental procedures for the design of flexible pavements*. Int. Conf. Struct. Design Asphalt Pav., 1962.
17. M. BURMISTER, *Applications of layered system concepts and principles to interpretation and evaluations of asphalt pavements*. Int. Conf. Struct. Design Asph. Pav., 1962.

Algunas Normas Para la Selección Del Tipo de Intersección a Diferente Nivel

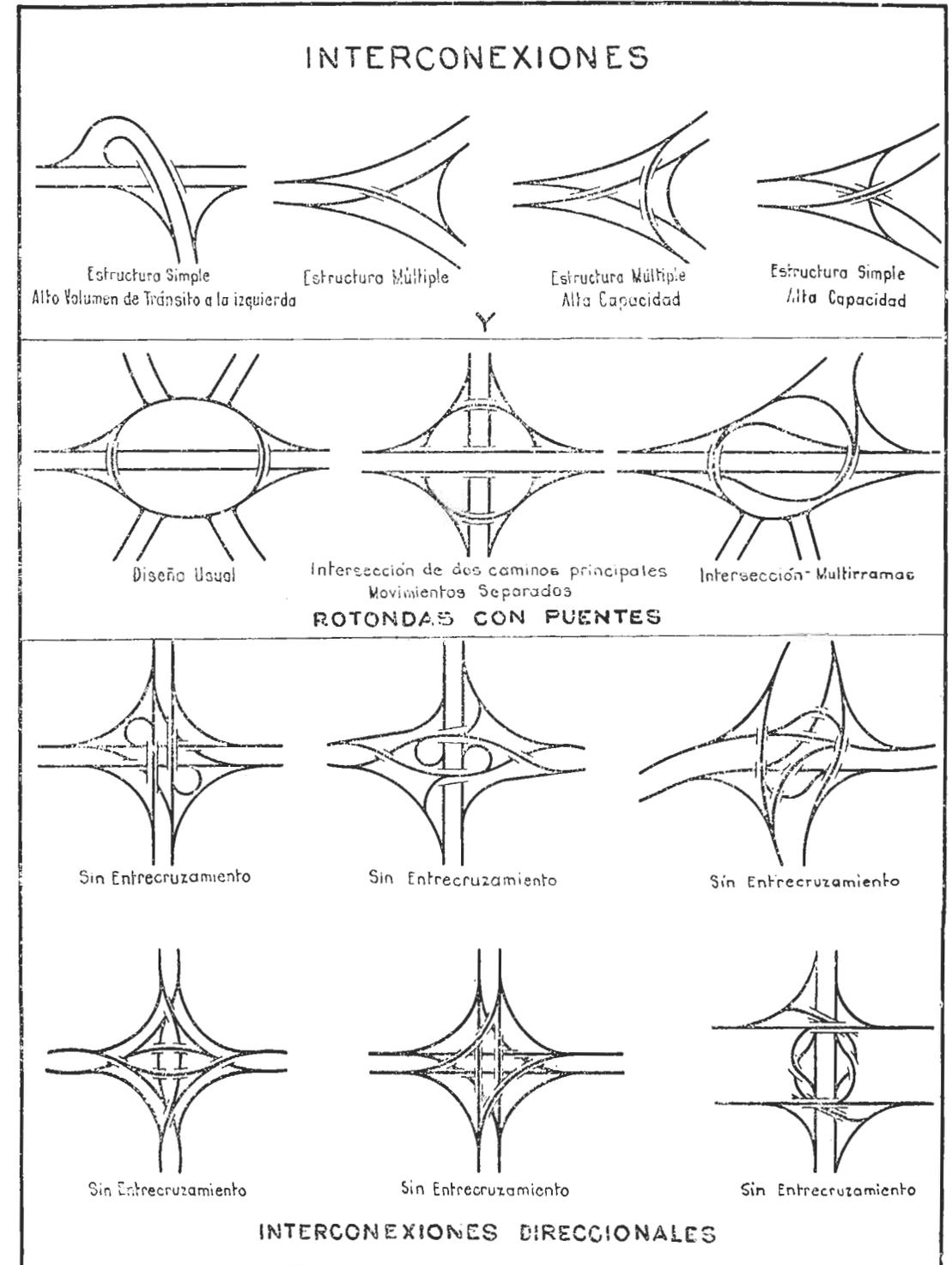
Por el Ingeniero
JUAN M. M. CORVALAN

Jefe de la División Proyectos.

Profesor de la Escuela de Ingeniería de Caminos,
Jefe de Trabajos Prácticos de Caminos, Facultad
de Ingeniería, La Plata.

INTRODUCCIÓN

El cruce de dos autopistas o dos caminos importantes a distinto nivel involucra una serie de calzadas y puentes que para el conductor inexperto —y, a veces experto (al decir inexperto nos referimos al conductor sin experiencia en ese tipo de cruce)— representa un conjunto indescriptible de rulos y rampas.



SELECCIÓN DEL DISEÑO

Sin embargo, si miramos con detención el diagrama de la Figura 1, una de las más complejas intersecciones a distinto nivel, veremos que un conductor utiliza sólo una parte ínfima de la misma y tiene ante sí sólo 2 puntos de duda como para seleccionar su recorrido según la dirección que quiera seguir.

En el punto A debe decir si va o no a seguir por el camino por el que circula o si va a entrar, mediante un giro a la derecha, al camino transversal. Si decide seguir ya no tiene más selección que hacer porque no hay otra posibilidad de cruce o giro. Si decide doblar, entonces tiene otra elección en el punto B, o sigue en la rama curva hacia el Este o toma hacia la izquierda para tomar el transversal en el otro sentido, para el Oeste; sea cualquiera el camino que tome, después del punto B no tiene más problemas. Estas dos decisiones son muy fáciles de tomar siempre que la señalización sea la adecuada y correctamente distribuida.

Para determinar qué tipo de diseño debe usarse en determinado cruce el proyectista ha de guiarse por las demandas del tránsito. Su volumen es de vital importancia, pero la velocidad y características generales han de tenerse en cuenta también. Por características generales, queremos significar porcentaje de camiones, porcentaje de tránsito local, o mejor dicho de repeti-

ción de viajes, el tipo de intersección al que el conductor está acostumbrado antes de llegar al cruce que hemos de diseñar ahora.

Uno de los tipos más comunes de intersección lo tenemos en el diamante. Se usa mucho en Norteamérica (EE. UU. y Canadá) en los "freeways" y "expressways". Lo vemos en la Figura 2.

En general se usan en intersecciones de un camino principal —freeways— expressways— y un camino principal de menor importancia.

El procedimiento indicado en este trabajo para la determinación del tipo de intersección puede, sin embargo, ser aplicado para el diseño del tipo de rampa de acceso. En la selección del diseño intervienen algunos factores que, combinados adecuadamente, dan la pauta del tipo de intersección.

Estos elementos son las trochas, calzadas, rulos, puentes, secciones de entrecruzamiento o enlace, rampas y calzadas de giro (que también podemos llamar de conexión). La capacidad de los rulos y de las secciones de entrecruzamiento es probablemente lo que rige el diseño. La capacidad del puente o puentes es variable por cuanto es posible hacerlo más ancho para satisfacer las necesidades de trochas.

Cuando los giros constituyen una parte considerable del volumen de tránsito, deberá pre-

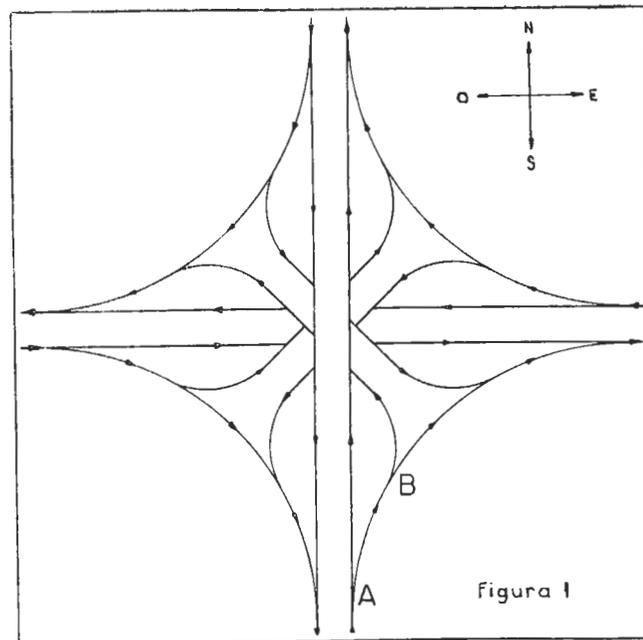


Figura 1

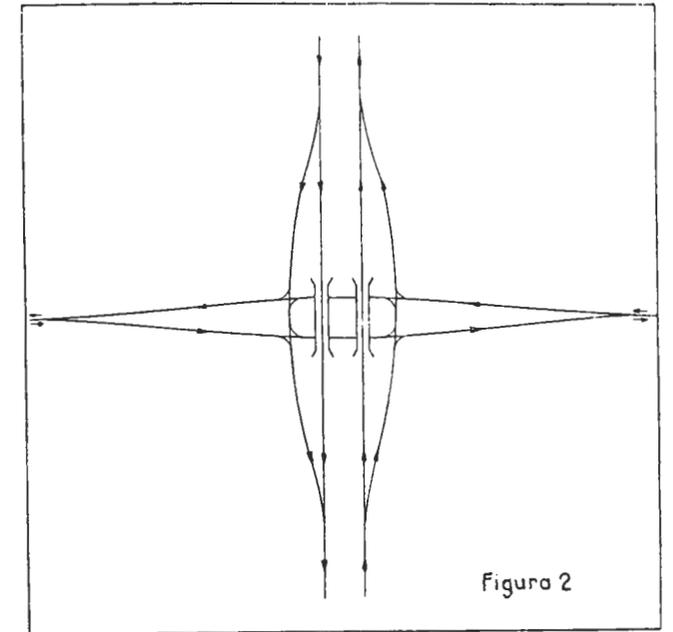


Figura 2

verse un diseño más elaborado. En general, el giro a la derecha no es un problema sino que lo es, y serio, el giro a la izquierda.

La única exigencia para el giro a la derecha —como vemos en la Figura 3— es que la capacidad de las calzadas de giro y del camino al que se sale sea suficiente para absorber, sin problemas, el tránsito en forma ininterrumpida

y segura, permitiendo a su vez el tránsito directo sin interferencias, en las mismas condiciones.

En cambio, los giros a la izquierda —la misma Figura 3— ofrecen puntos de conflicto. Cada giro provoca cuatro conflictos (1-2-3-4). El volumen de estos giros a la izquierda y los medios utilizados para eliminar los conflictos causados por ellos, determinarán el tipo de obra a realizar en la intersección.

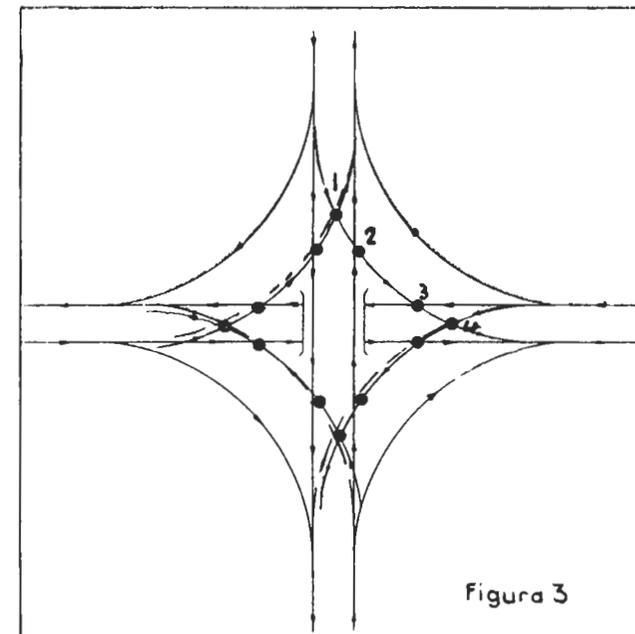


Figura 3

INTERSECCIONES TIPO DIAMANTE

El problema de fijar una velocidad directriz o de diseño para el camino transversal en la intersección con una autopista y la ubicación de la rama de acceso o calzada de giro en un alto o bajo nivel, están sujetas a normas en permanente revisión. Veámoslo:

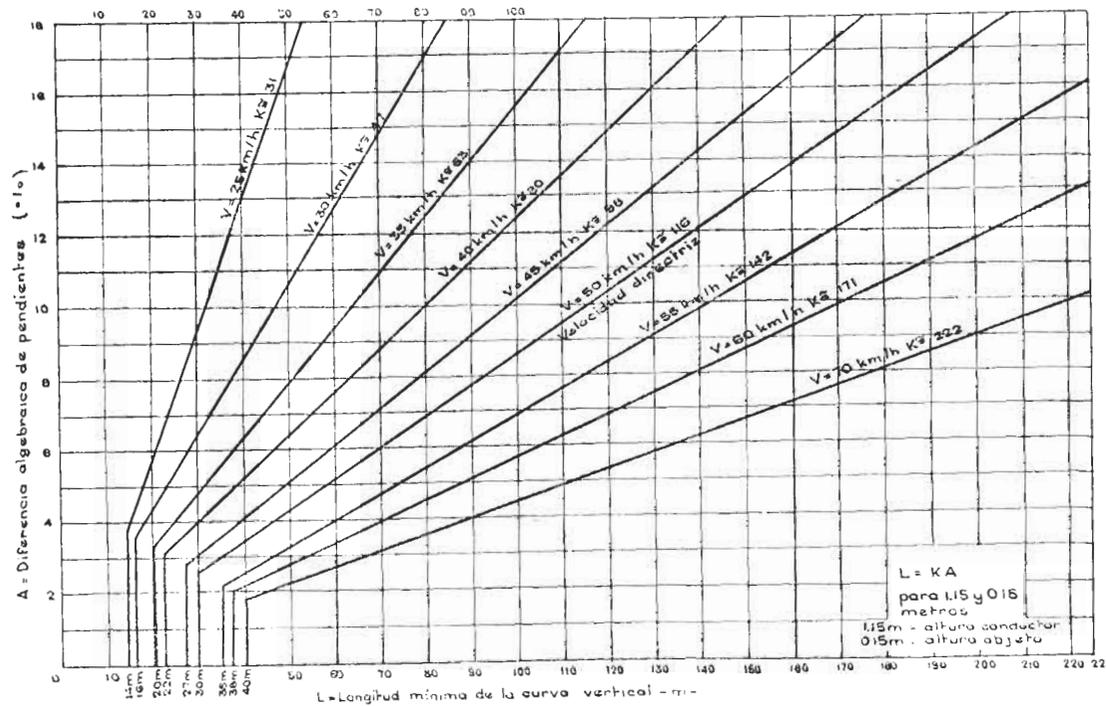
El criterio general que ha de privar es el de la "velocidad operacional", que debe ser, para este caso, la velocidad directriz. Es decir, el camino transversal debe tener como velocidad de diseño la que hemos denominado V 85, es decir la que se emplea adopta el 85% de los conductores, como hemos estudiado antes, y que a su vez estará regida por las condiciones de las adyacencias del cruce, tales como alineamientos horizontales o verticales, señalización, etc., sin embargo, estimamos conveniente que la velocidad operacional se incremente en unos 5 ó 10 km más a los efectos del diseño.

Por otra parte, hemos de tener en cuenta que la velocidad debe tener también un mínimo que evita congestión o disminución de capacidad. Recomendamos que esa velocidad mínima sea de 45 km/h. La máxima recomendada es 65 km/h.

Ha de tenerse en cuenta que otros factores determinantes para el buen diseño, lo constituyen la visibilidad —distancias visuales adecuadas— y, sobre todo, la ecuación técnico-económica bien balanceada: economía de zona de camino a expropiar y economía en el presupuesto de la obra dentro de un perfecto diseño.

Para la ubicación de la rampa de acceso en una intersección del tipo diamante podemos partir de la premisa para caminos de dos trochas, de un tiempo de 6 segundos, que representa la suma del tiempo de reacción percepción y el tiempo de despeje del camino para alcanzar la trocha correspondiente en el otro camino, desde la posición de detención en la rama de la intersección, Abaco I.

ABACO I



LONGITUD DE CURVAS VERTICALES CONVEXAS Y CONCAVAS EN RAMPAS DE ACCESO DE INTERSECCIONES A DISTINTO NIVEL
Velocidad directriz para el diseño de la rampa 50 km/h

La distancia visual requerida será la distancia recorrida por el vehículo A, que viene por el camino transversal, durante ese intervalo de 6 segundos, a la V 85, que adoptamos como velocidad en ese camino. (Gráfico a).

La distancia visual horizontal, basada en esta premisa, será aquella que se mide entre el centro de la trocha del camino transversal y el ojo del conductor del automóvil en la rampa supuesta a 6 m desde el borde del pavimento de aquél.

El control lo establece la baranda del puente, si no se ha "proyectado banquetas en el mismo", ya que la pendiente de la rampa ofrece una restricción vertical de visibilidad sobre la mencionada baranda.

Cuando el giro a la izquierda no esté debidamente protegido, canalizado, por ejemplo, señalizado en forma especial, etc., deberá efectuarse un mejor control de los giros, perfeccionando el de los 6 segundos citado. Para ello ha de preverse la distancia visual de frenado a la luz de cola del vehículo detenido para un giro a la izquierda.

La altura del ojo será 1.15 y la de la luz de cola 0.60 m. La velocidad para el cálculo será la V 85 que usamos como velocidad directriz.

Según las necesidades del tránsito —su incremento— ha de suplirse este procedimiento por la provisión de giros a la izquierda canalizados, en cuyo caso el método de 6 segundos deberá

aplicarse también para la visibilidad vertical basada en altura de ojo de 1.15 m y de 1.20 para el vehículo que se acerca. Ambos criterios coinciden prácticamente si la velocidad que usamos es la V 85 pero deberán verificarse cuando la velocidad usada para el proyecto sea apreciablemente inferior a la V 85.

La distancia visual requerida d_2 será la recorrida por un vehículo que se acerca por B a la V 85 durante 6 segundos, por ejemplo.

La intersección tipo diamante, en general, tiene 4 ramas que en esencia son paralelas al camino principal. Provee una interconexión para los 8 movimientos de giro; cada rama proporciona un movimiento de giro izquierda y otro derecha. El de la izquierda, como hemos visto, está hecho a nivel interfiriendo en conflicto con la trocha del camino transversal.

PENDIENTES Y RASANTE PARA EL DISEÑO DE LAS RAMAS DE ACCESO

Para el diseño de la intersección la pendiente debe estar controlada por la distancia visual, como hemos estado diciendo, más que por las normas de diseño de pendientes. Son relativamente cortos y en general no afectan ponderablemente la marcha del vehículo. En términos generales, la separación de niveles no ha de ser superior a las 6 m.

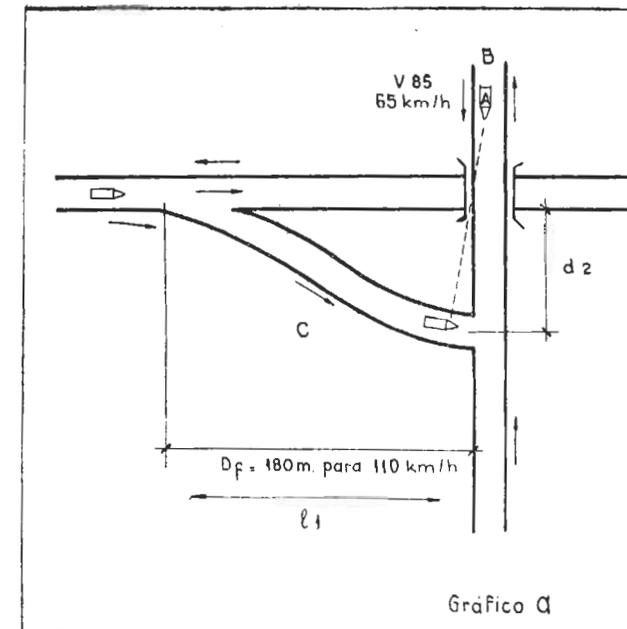


Gráfico a

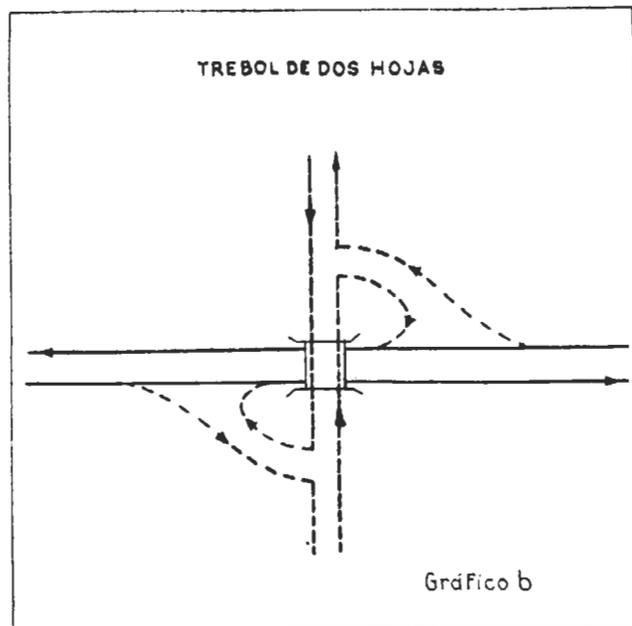
Para desarrollar esas ramas de acceso es conveniente trazar la rasante con curvas y contracurvas verticales que provean distancia visual de frenado para la velocidad directriz (V 85) de cada rama de acceso.

INTERSECCIONES TIPO TRÉBOL

Para este tipo de intersección a distinto nivel hay varias soluciones que pueden acondicionar tanto tránsito directo de giro como trochas puedan diseñarse para tal fin. Esto en una primera aproximación. La posibilidad de giros a la izquierda varía también considerablemente en función de la obra que se ejecute. El tipo trébol de dos hojas que vemos en el Gráfico b tiene la ventaja de eliminar el giro a la izquierda sobre el camino transversal que desde el camino principal se acerca al cruce donde la distancia visual esté restringida; por otra parte requiere menor zona de camino que el diamante abierto o ensanchado, Gráfico c, en que por razones topográficas la distancia d_2 es mayor que la calculada con los 6 segundos que utilizamos antes.

Otro procedimiento es utilizar 7 segundos como tiempo de percepción, reacción y despeje. El Ábaco II nos permite determinar esas distancias para esos 7 segundos.

Sin embargo el costo de construcción es mayor en general.



TREBOL DE CUATRO HOJAS

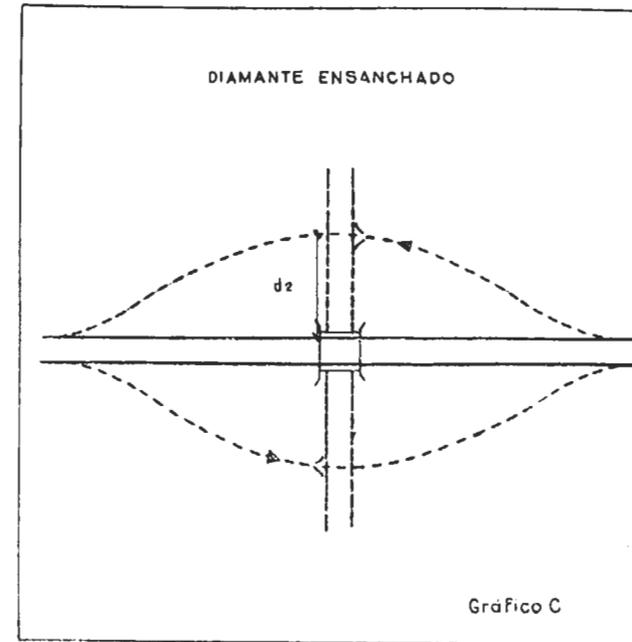
El caso del trébol de 4 hojas, bien señalado, constituye un tipo muy interesante de intersección, Figura 4.

La capacidad de los movimientos de giro a la derecha y de los movimientos directos (tránsito directo) puede variar agregando o sacando trochas, pero la capacidad del giro a la izquierda está limitada a dos factores:

1 - El volumen de cada giro individual a la izquierda está limitado a la capacidad del rulo utilizado. La capacidad del rulo debiera limitarse a una trocha, ya que la geometría del mismo es tal que induce a los conductores a formar una sola fila sin perjuicio del ancho de la calzada y, por supuesto, por la limitación de la velocidad.

No obstante, estimamos que el rulo diseñado para más de 50 ó 55 km/h no es práctico debido al incremento de longitud a recorrer provocado por los mayores radios necesarios.

2 - Cada giro a la izquierda debe guiar y permitir el entrecruzamiento del tránsito individualmente, como se ve en la figura, de manera que la combinación de los dos movimientos indicados no complique esa maniobra de entrecruzamiento. Figura 5.



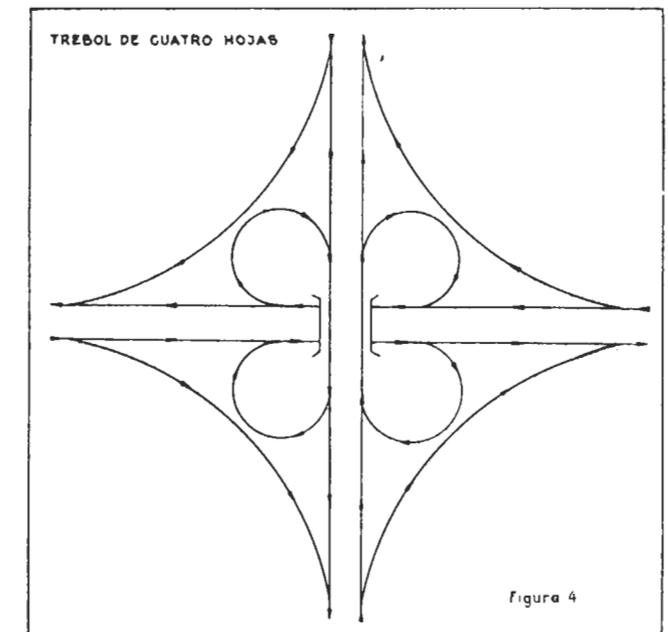
La capacidad de la Sección de Entrecruzamiento la vemos en el Ábaco III.

3 - El número de vehículos que se entrecruzan en esa sección (wearing sección) naturalmente debe ser igual a la continuación de los giros a la izquierda por hora para cualquiera de los dos accesos adyacentes.

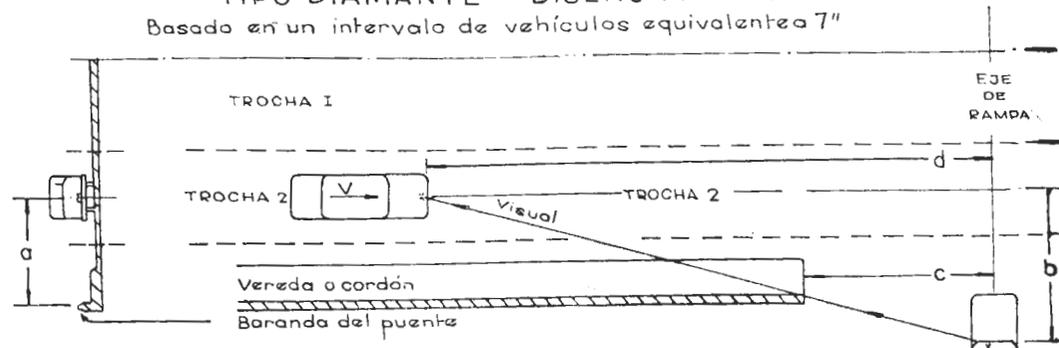
Si se excede cualquiera de estas condiciones límites a o b habrá que modificar el diseño.

Si la capacidad del rulo se excede deberá preverse otra solución para su movimiento particular.

En la Figura 6 vemos dos soluciones para ello. Veamos el caso en que el volumen de vehículos que desean usar el rulo A supere su capaci-

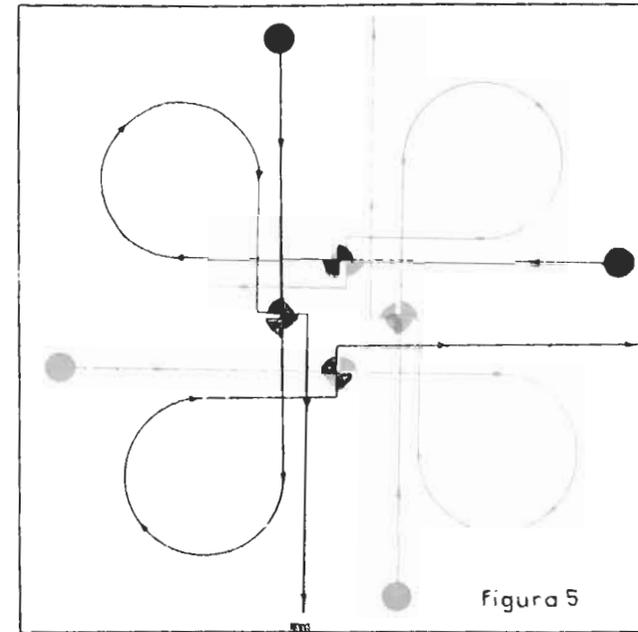
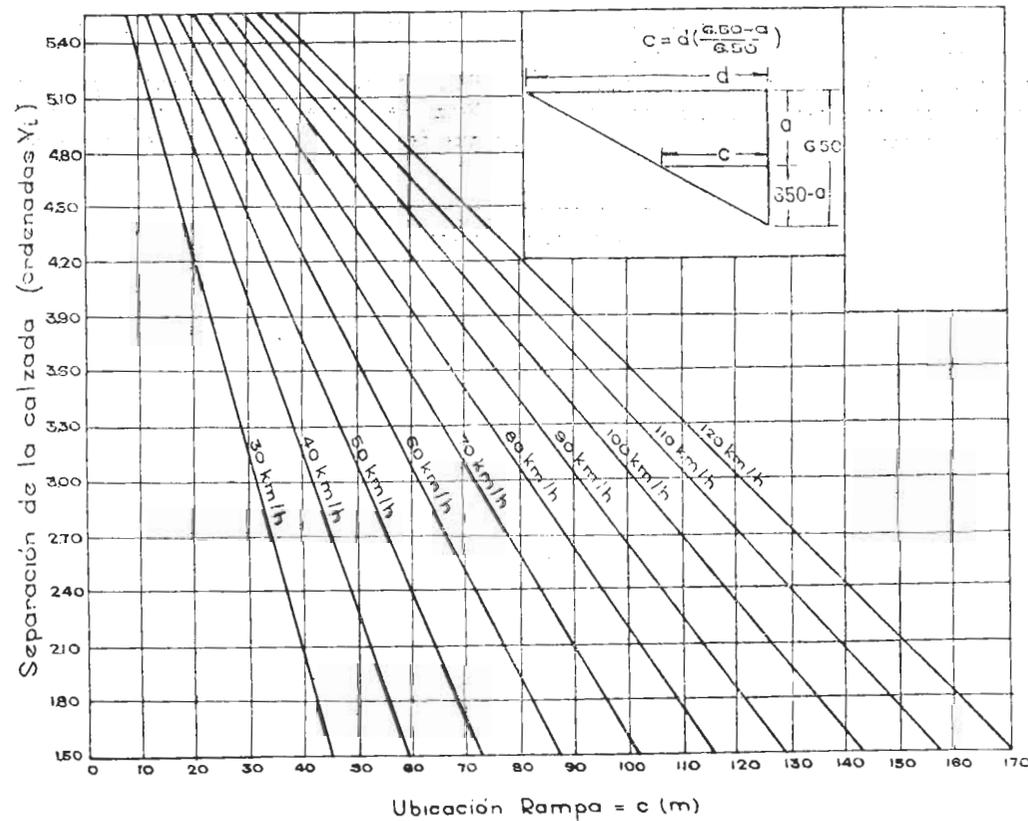


UBICACION DE LA RAMPA DE ACCESO EN INTERSECCIONES TIPO DIAMANTE DISEÑO MINIMO
Basado en un intervalo de vehículos equivalente a 7"



- a = Distancia desde el centro de la trocha más cercana a la baranda
- b = Distancia desde el centro de la trocha al parabrisas del auto detenido en la rampa (mínima 650)
- c = Distancia desde el fin del puente al eje de la trocha de la rampa
- d = Distancia visual sobre el camino desde la intersección
- v = Velocidad del vehículo en el camino transversal

ABACO II

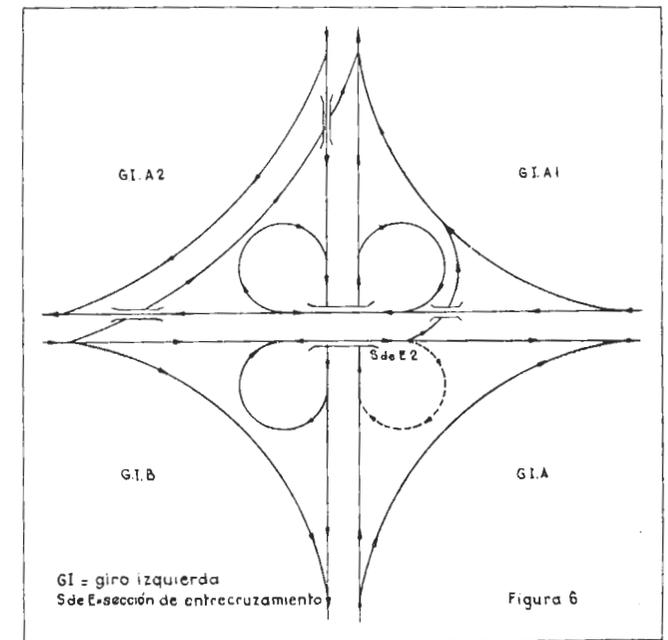


dad. Lo solucionaremos como vemos en A₁ o en A₂. Cualquiera de estos casos mejora la capacidad del rulo, aún cuando la solución A₂ provee una solución más directa para ese giro a la izquierda tan particular.

Si en el rulo A el tránsito no excede la capacidad del mismo, pero se supera la capacidad de la Sección de Entrecruzamiento 2 (S. de E₂) con

la afluencia continuada de los tránsitos de A y de B, con el consiguiente exceso de capacidad en esa zona, la solución puede ser la misma que hemos sugerido cuando la capacidad del rulo no era suficiente para acondicionar el tránsito de A.

Cambiando de lugar A y ubicándolo en A₁ o en A₂ logramos eliminar la sección de entrecruzamiento 2. La modificación puede hacerse tan-



to para A como para B ya que removiendo cualquiera de los dos eliminamos el entrecruzamiento en 2.

Conviene propiciar este tipo de diseño donde tengamos movimientos de giro a la izquierda más fuertes, aún cuando podía haber alguna dependencia de problemas topográficos o de otro tipo que puedan influir en el proyecto.

En ciertos casos puede excederse la capacidad de uno o de todos los rulos y de las secciones de entrecruzamiento lo que inducirá al proyectista a estudiar soluciones especiales adecuadas. Veamos algunos ejemplos —para esos casos especiales— que pueden adaptarse. Figuras 7, 8 y 9.

En ellos vemos algunos pasos intermedios entre el trébol, que proporciona el mínimo diseño de giro a la izquierda, y el proyecto, que solu-

ciona integralmente todos los movimientos en forma independiente y directa.

Esta "interconexión directa" permite precisamente movimientos independientes directos para cada giro a la izquierda.

La capacidad de estos altos niveles está limitada por el diseño geométrico, alineamiento, número de trochas y, además, por el tránsito que accede a la intersección con esos movimientos de giro.

Pueden proyectarse dos tipos básicos de "interconexiones directas" como las que vemos en las Figuras 10 y 11. En la Figura 10 vemos un cruce a distinto nivel del tipo trébol con la particularidad de que cada par de giros a la izquierda está llevado a un nivel separado intermedio. La desventaja que surge de inmediato es que son necesarios unos 18 ó 20 metros de altu-

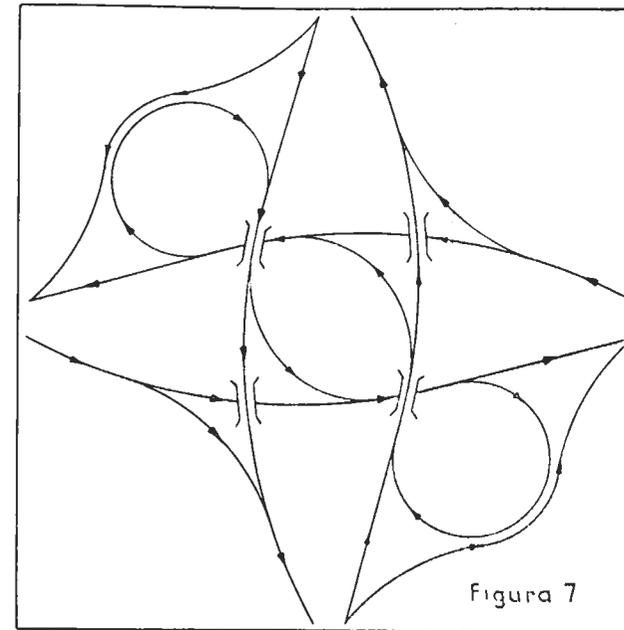


Figura 7

CARACTERISTICAS OPERATIVAS DE LAS SECCIONES DE ENTRECruzAMIENTO

Valores mínimos recomendados

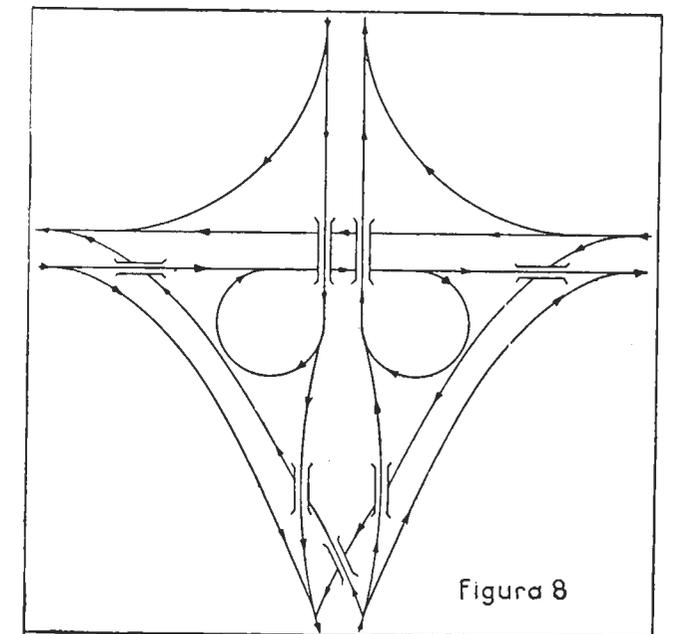
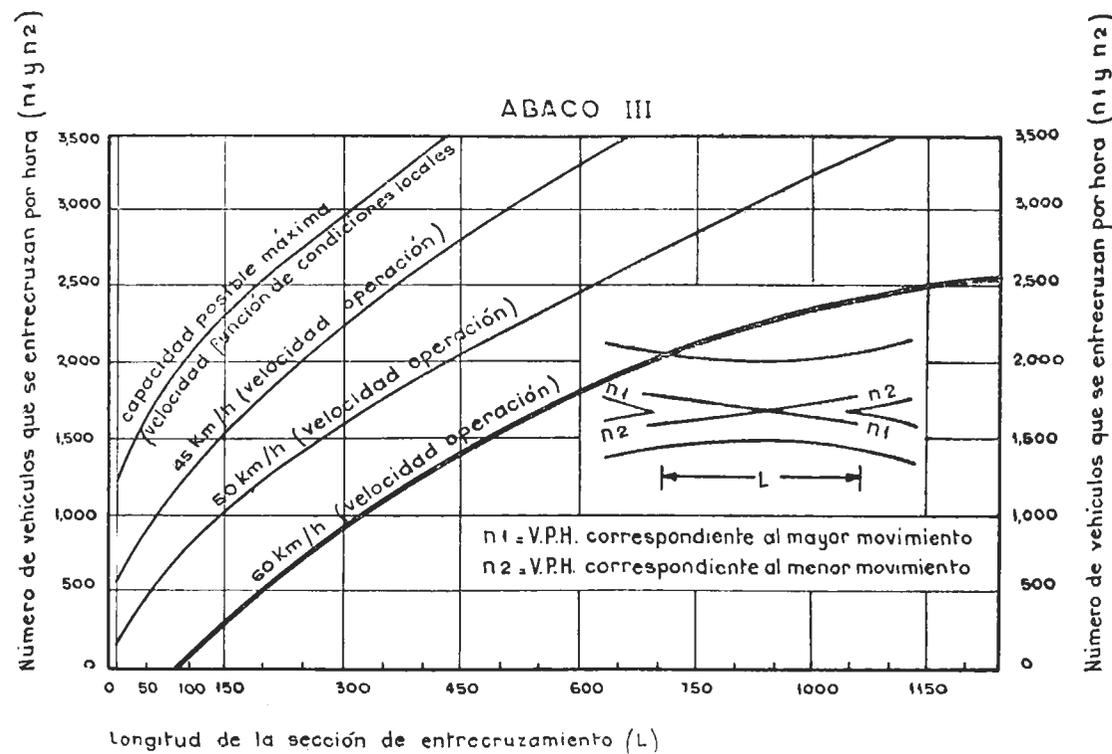
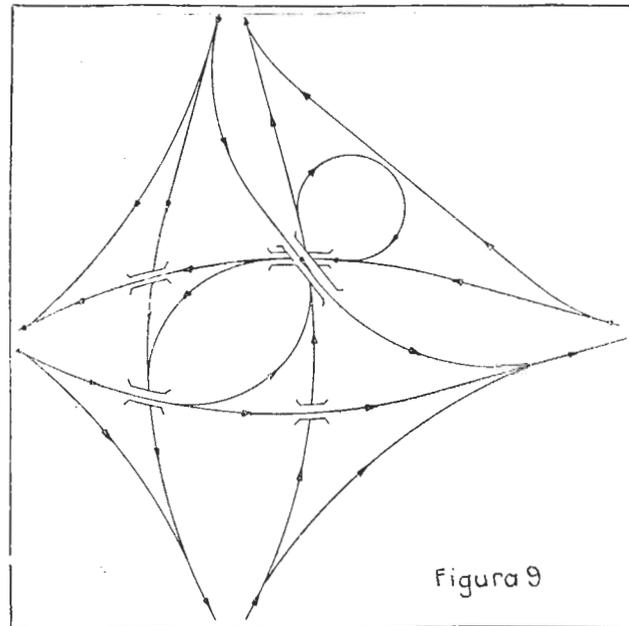


Figura 8

ra, es decir casi 20 m de diferencia entre el nivel inferior y el más alto, lo que provoca, evidentemente, la necesidad de rampas o muy largas o muy pronunciadas. Otra desventaja es que los giros a la izquierda no permiten un alineamiento desde el punto de vista del diseño geométrico, tan bueno como es de desear. La ventaja real que tiene, es que permite el ingreso de los movimientos de giro siempre por el lado derecho y en la trocha derecha de menor velocidad en los casos de caminos multitrochas.

En la Figura 11 podemos ver que se ha alcanzado el mismo objetivo general, mediante el sistema de distribuir los conflictos "desparramándolos" —podríamos decir— en un área más grande, además de proveer un número de puentes mayor que el que teníamos antes. En este caso —sí bien es cierto que es aparentemente más costoso— no tenemos la diferencia de cotas que teníamos en el caso anterior; además, los giros a la izquierda son más directos, permite un mejor diseño geométrico en cuanto a alineamiento geométrico se refiere y permite, en consecuencia, mayores velocidades de operación.

Sin embargo, los vehículos que hacen los movimientos de giro a la izquierda (ver Figura 11) ingresan a las trochas principales por la izquierda lo que no es muy aconsejable ni conveniente ya que lo ideal es que ese movimiento ingrese por la derecha como en el caso anterior.



INTERSECCIONES DE TRES RAMAS

El número de posibilidades de intersecciones de este tipo es relativamente menor, comparado con las intersecciones de 4 ramas que es el cruce más común.

En la Figura 12 vemos los puntos de conflicto que se crean en este tipo de intersección.

El conductor tiene solamente que elegir un recorrido de los dos posibles.

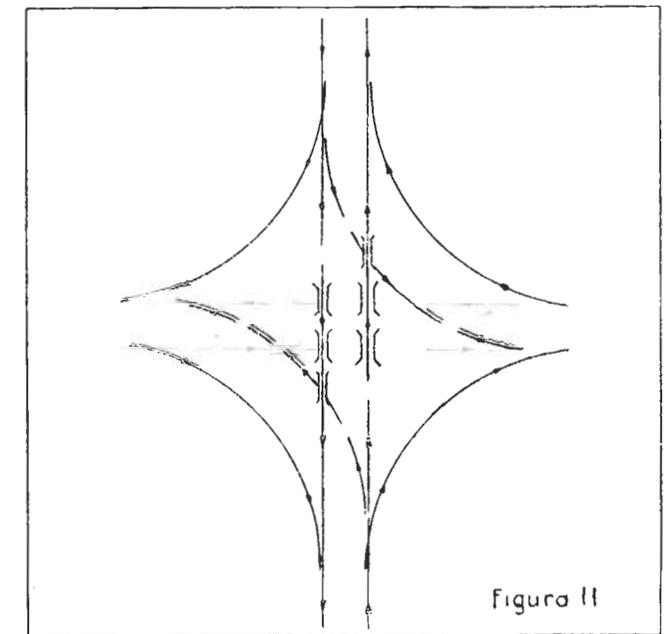
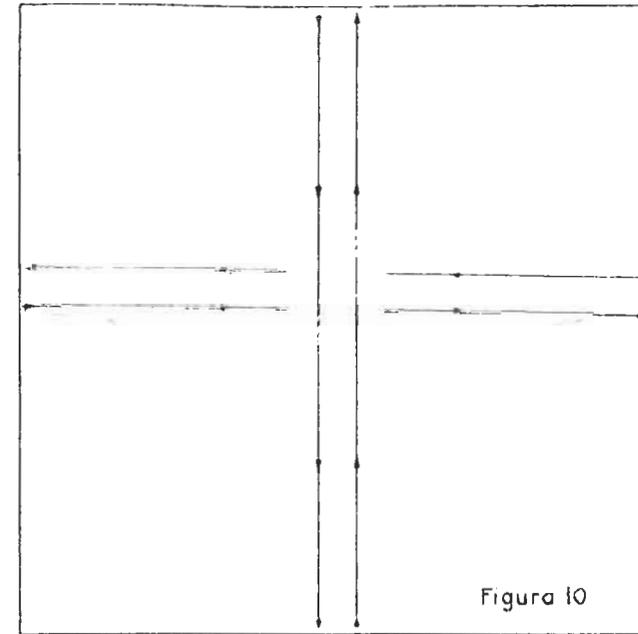
Estos tres puntos de conflicto pueden ser eliminados en distinta forma. Vemos dos en las Figuras 13 y 14.

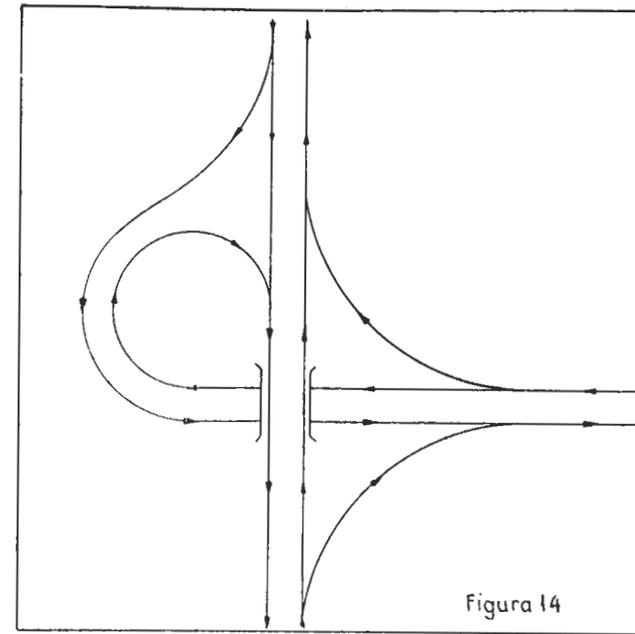
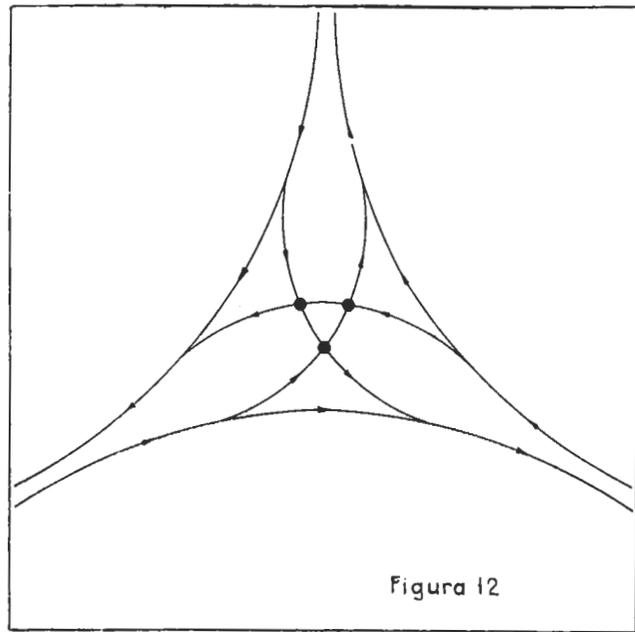
El diseño de la Figura 13 es aconsejable utilizarlo sólo en los casos en que uno de los movimientos de giro a la izquierda tenga muy bajo volumen de tránsito.

Vemos que el giro provoca en los recorridos B-A y B-C una zona de cruce, sección de entrecruzamiento.

Estas dos Secciones de Entrecruzamiento, lógicamente, tienden a disminuir la capacidad de la intersección ya que condicionan parte del tránsito a ese entrecruzamiento.

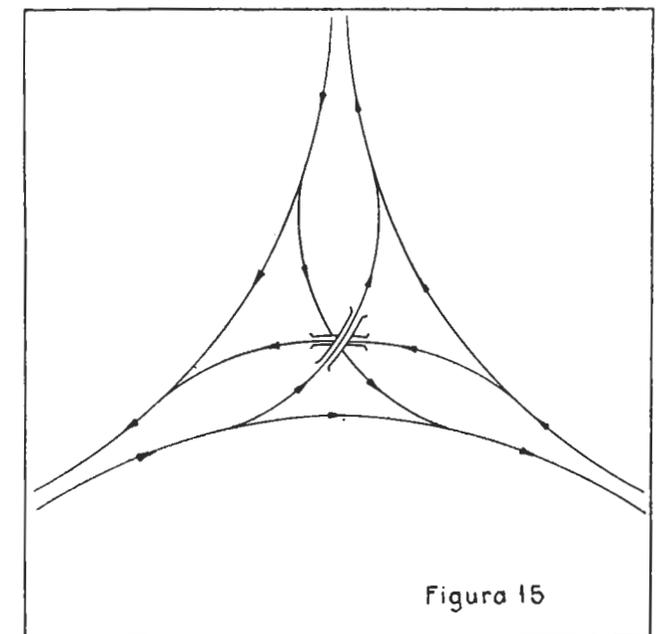
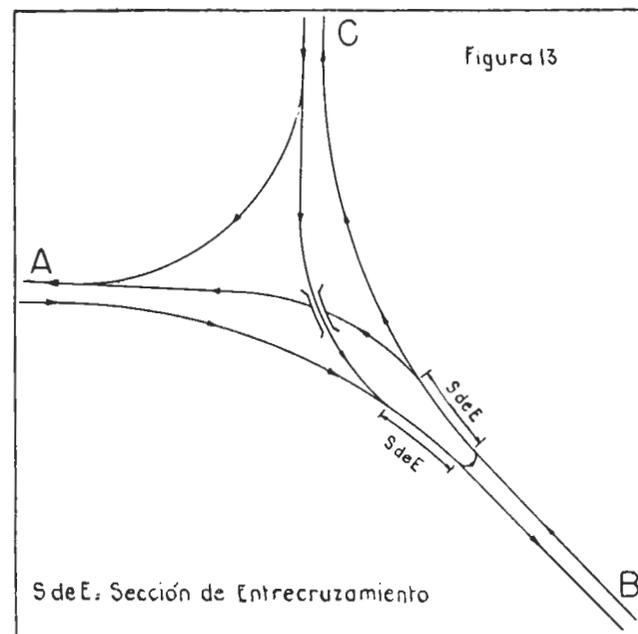
En la Figura 14 vemos la aplicación de una especie de heja de trébol que permite eliminar la sección de entrecruzamiento. Naturalmente que aquí, el factor límite lo constituye el rulo mismo.





Si se ha hecho un buen estudio de tránsito, puede utilizarse cualquiera de estas soluciones, con las limitaciones lógicas propias de sus características de diseño y que el proyectista avanzado podrá explotar en beneficio de la intersección.

Si se desea eliminar puntos de conflicto, e inclusive esas zonas de cruce, podemos entrar a un diseño superior —más caro naturalmente— como el que vemos en la Figura 15. Tres niveles separados con puentes superpuestos o descentralizados vemos en la Figura 16.



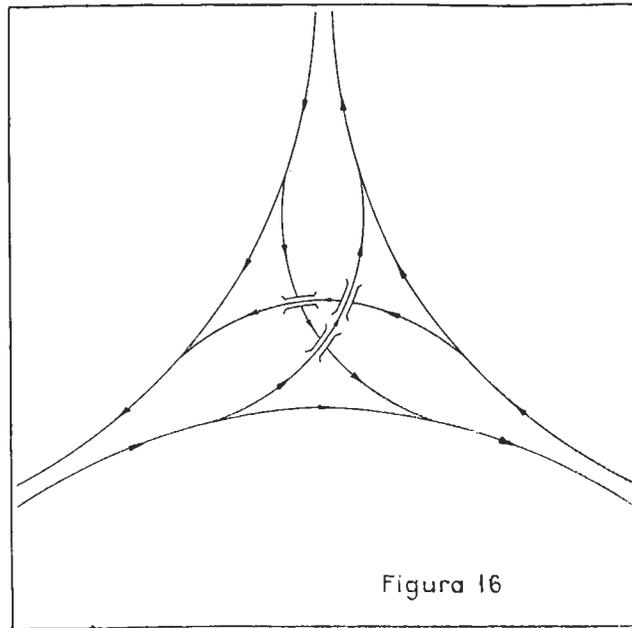


Figura 16

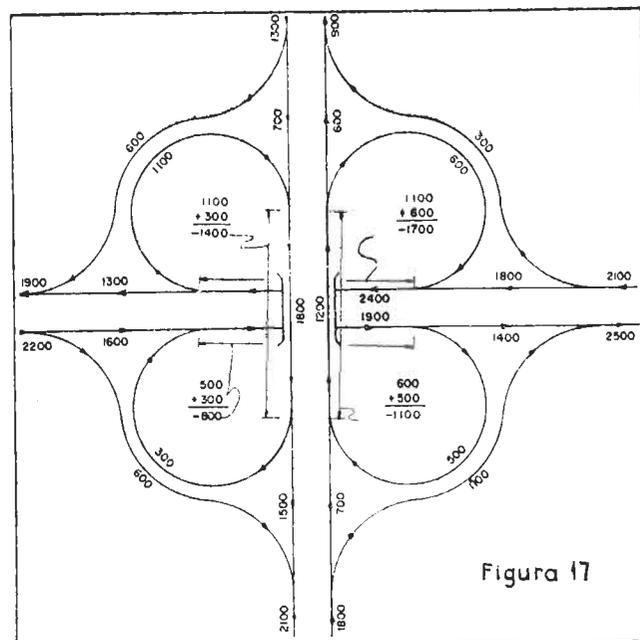
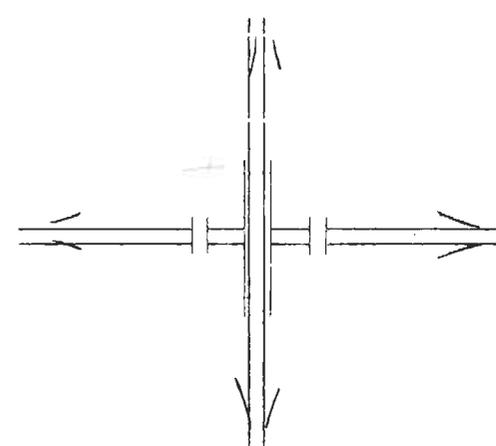
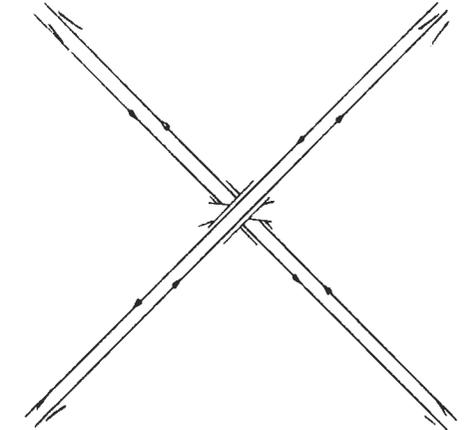


Figura 17

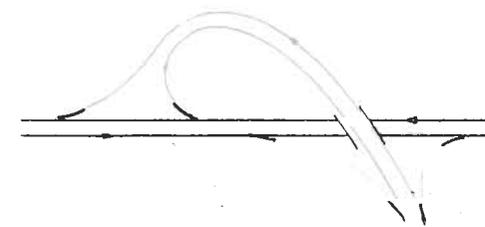
ALTOS NIVELES TÍPICOS DONDE PUEDEN VERSE LAS RAMPAS DE ACCESO Y LAS CALZADAS DE GIRO



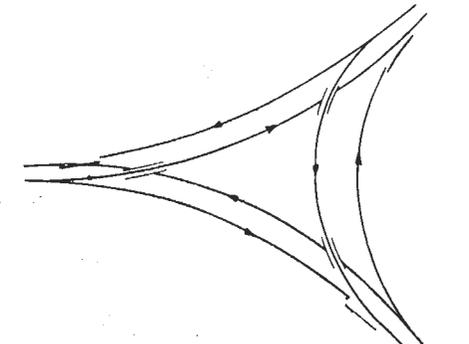
Diamante tres Niveles



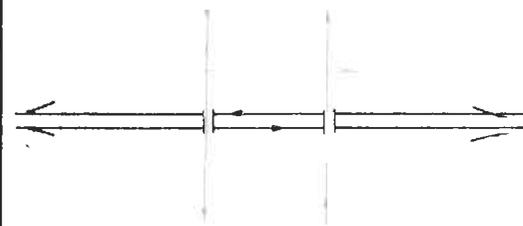
Interconexión Directa cuatro Niveles



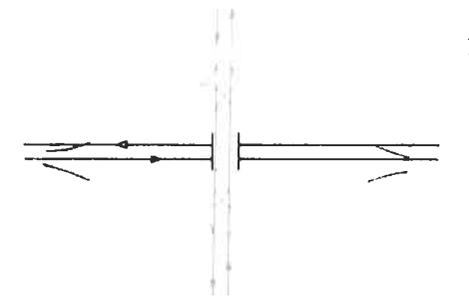
Trompeta



Interconexión Directa de tres Ramas



Diamante Alargado



Diamante Común

- Trocha de la autopista
- Rampas
- Calzadas de giro
- Camino Principal

Figura 18

SECCIONES DE ENTRECruzAMIENTO O ENLACE (SECCION DE ENTRECruzAMIENTO)

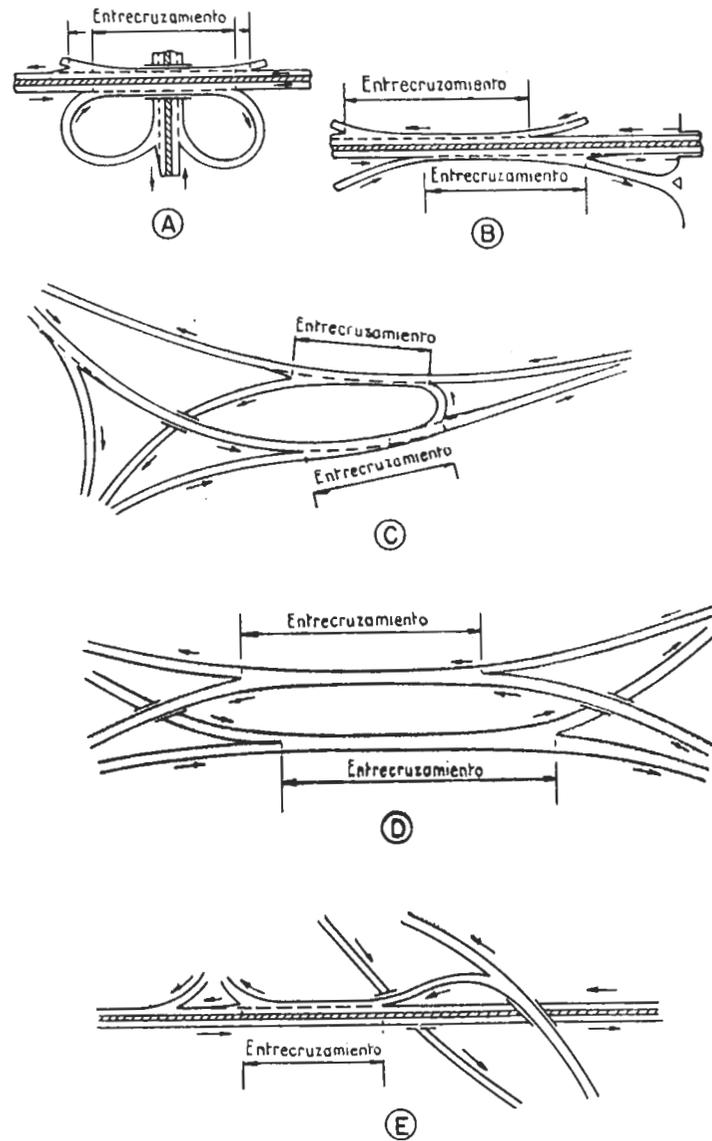


Figura 19

En estos casos la capacidad de la intersección —como se comprenderá— estará limitada solamente por el número de trochas previstas.

Como complemento a lo expuesto en esta nota cabe destacar que la selección del tipo de intersección requiere —además del conocimiento técnico— una parte importante de raciocinio. El primer paso, desde luego, consiste en obtener los volúmenes de tránsito.

Es conveniente basarnos en el V.H.D. obtenido para la hora —diseño para 1985 (20 años como mínimo)—. Estos datos de tránsito deben ser suministrados para cada movimiento de la intersección; giro a la izquierda; a la derecha y directo.

Del estudio de los números podremos seleccionar en principio un diseño-tentativa. Después volcaremos los datos de V.H.D. en ese diseño y podremos ir perfeccionándolo y adecuándolo debidamente en función de la capacidad. Vemos la Figura 17 como un simple ejemplo.

En todos los casos en que los datos del V.H.D. de 1985 excedan la capacidad, el diseño habrá de ser modificado o alterado para adecuarlo a la capacidad requerida.

En consecuencia, es conveniente en algunos casos —donde sea posible— considerando las velocidades de operación y las características del tránsito desde el punto de vista técnico económico, diseñar una intersección de tipo superior al que demande el volumen de diseño.

Conviene tener presente al diseñar, que muchas secciones de un camino entre intersecciones —esto sucede especialmente en autopista— funcionan como sección de entrecruzamiento, lo cual hay que recordar cuando se trate de determinar el número y ancho de trochas a diseñar.

SECCIONES DE ENTRECruzAMIENTO

Las secciones de entrecruzamiento en el diseño de intersecciones son aquellas partes del mismo donde se produce, en primer término, un aumento de volumen de vehículos que afluyen de dos o más caminos convergentes que momentáneamente pueden circular paralelos o entrecruzándose entre ellos para formar distintas ramas de la intersección.

El caso típico lo vemos en el Ábaco III del presente trabajo y algunos ejemplos los podemos ver en las Figuras 18 y 19.

Conferencia Regional de la I. R. F.

Por invitación de la International Road Federation con sede en Washington D. C. (U. S. A.), el Señor Presidente del Directorio de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires y Presidente del Consejo Vial Federal Ingeniero Bernardo R. Calderwood junto con los Ingenieros Jorge M. Lockhart y Mario J. Leiderman asistirán a la Conferencia Regional de la I. R. F. a celebrarse en Lima, Perú, del 17 al 22 de mayo del corriente año.

En esa Reunión se tratarán temas relacionados con la actividad vial comunes a todos los países de América. Algunos de los temas que se desarrollarán durante las Sesiones versarán sobre el Progreso de la Técnica Vial; Diseño, Métodos de Construcción, Materiales; Conservación de Carreteras, Economía y Financiamiento; Tránsito, Circulación, Seguridad, Señalización; Progresos en la Investigación vial.

La Conferencia será inaugurada por el Presidente de la República, Arquitecto Fernando Belaunde Terry quien participará de una reunión de mesa redonda.

Financiación de Obras Públicas por Peaje

LEY Nº 6.972 DE FECHA 12-XI-1964

Artículo 1º Institúyese el sistema de financiación de obras públicas, mediante la imposición de tasas de peaje.

Art. 2º La determinación y aplicación del sistema previsto en el artículo anterior y la fijación de las tasas correspondientes, se hará, en cada caso y para cada obra, por medio de los organismos pertinentes, debiendo tenerse en cuenta el costo total de la obra, el interés que devengarán los capitales invertidos y los gastos de mantenimiento y administración a lo largo de la vida útil de la misma.

Art. 3º Facúltase al Poder Ejecutivo a utilizar cualquier tipo de financiación previa que le permita arbitrar fondos, siempre sobre la base de amortización por el sistema de peaje y/o aportes adicionales que se fijen por leyes especiales.

Para el caso de recurrirse a empréstitos o emisiones de fondos públicos, deberá procederse conforme al artículo 35º de la Constitución de la Provincia.

Art. 4º El Poder Ejecutivo destinará las sumas que ingresen en concepto de tasas de peaje, al servicio de la amortización de la inversión requerida para estudios, proyectos, dirección, inspección y construcción de las obras principales y accesorias, como así también, al pago de las expropiaciones y cualquier otra inversión referente a administración, mantenimiento, urbanización o gastos de servicio.

Art. 5º El Poder Ejecutivo podrá explotar directamente o conceder a terceros, las instalaciones complementarias a erigirse, debiéndose permitir en este último caso a los proponentes todas las alternativas que faciliten el mejor cumplimiento de la concesión.

Art. 6º Queda autorizado el Poder Ejecutivo a suprimir la tasa de peaje, una vez cumplido el proceso financiero prescripto en la ley, e incorporar las obras al régimen común.

Art. 7º La ejecución de obras públicas a financiar por el sistema de peaje, se ajustará a las normas de las leyes General de Obras Públicas y Orgánica de la Dirección de Vialidad, vigente, en tanto no se opongan a las disposiciones de la presente ley.

Art. 8º En ningún caso podrá el Poder Ejecutivo gravar el uso de una obra pública si la exigencia del tributo significa la vulneración de la garantía constitucional de transitar libremente.

Art. 9º Comuníquese al Poder Ejecutivo.

Algunas Consideraciones

Sobre

la

Construcción

de

Puentes

de

Hormigón

Pretensado en la Argentina

Por el Ingeniero
CARLOS F. HECKHAUSEN

El técnico interesado en la construcción de puentes sabe que en todo el mundo la aplicación del hormigón pretensado se ha generalizado de tal forma que de ninguna manera puede pensarse que esta técnica sea una moda iniciada por algunos ingenieros extravagantes.

Las ventajas parecen ser reales, porque la técnica sigue difundándose y difundiéndose en sus más diversas formas.

¿Cuáles son las causas por las que en nuestro país el hormigón pretensado no encuentra la aceptación de otros países? ¿Por qué en el nuestro las estructuras pretensadas son tan escasas en número? En especial, ¿por qué existen relativamente pocos puentes pretensados?

Trabajo presentado a consideración del Vº Congreso de Vialidad y Tránsito efectuado en Embalse Río 3º - Córdoba - 5-13 noviembre 1964.

Es indudable que en nuestro ambiente no están muy divulgadas las posibilidades de este sistema constructivo. Si nuestros técnicos y nuestros empresarios no conocen suficientemente al hormigón pretensado, será porque no ha despertado su interés. Este interés no existe porque la técnica nueva no brinda ventajas suficientemente importantes o éstas no son valoradas como tales.

Las causas deben encontrarse, pues, en el ambiente que nos rodea. Queremos señalar algunas de ellas, en la esperanza de ayudar para eliminarlas como obstáculos, para bien de la evolución progresista de este ambiente.

Como casi siempre, también en este caso, el hecho es efecto de varias causas.

Dividamos el análisis en varias partes:

- I - Precio del acero de alta resistencia
- II - Reglamento D. N. V.
- III - Seguridad comparada
- IV - Valoración de calidad

I - PRECIO DEL ACERO DE ALTA RESISTENCIA

Allá por el año 1955, en el número 124 de la Revista "Construcciones" el Ing. Julio Pizzetti al nombrar los factores positivos y negativos incidentes en el costo de una obra de hormigón pretensado, destaca la importancia decisiva del costo de la armadura en la comparación y el hecho que en esa época en nuestro país el precio del acero de alta resistencia fuese aproximadamente 3,3 veces el del hierro común, le hacía decir textualmente: "... que si no se van a producir en el país aceros para cables de precio más bajo (descartando la hipótesis de una importación...) el hormigón pretensado tiene muy pocas posibilidades de prosperar".

Y sigue: "En efecto, aun suponiendo que los demás factores —mano de obra inclusive— no tengan influencia distinta a la que tienen en Europa, es fácil comprobar que, el mayor costo en el ítem armadura, no llega a ser suficientemente balanceado en el cuadro general.

Pongámonos en el caso —ya muy favorable— de que las piezas en pretensado presenten un ahorro de armadura en peso del orden del 70 % respecto a la armadura que haría falta en una pieza correspondiente en hormigón armado normal. Esto significa:

A) HORMIGÓN ARMADO ORDINARIO:

$$\begin{aligned} \text{Costo material} &= Cm \\ \text{Costo mano de obra} &= Co \\ \text{Costo armadura} &= 100 (Cm + Co) \end{aligned} \quad (1)$$

B) HORMIGÓN PRETENSADO:

$$\begin{aligned} \text{Costo armaduras} &= 30 (3,3 Cm + 4 Co) \quad (2) \\ \text{(La mano de obra para todas las operaciones relacionadas con el trabajo del acero (corte, preparación de cables y de vainas, colocación de cables, tendido, anclaje y corte, y arreglo de cabezas), en Europa se calcula entre el 300 y el 400 % respecto a la mano de obra necesaria para el trabajo del hierro redondo común).} \end{aligned}$$

Suponiendo de tener para Cm. el valor medio de m\$ñ 2,50; para Co el de m\$ñ 0,70 será:

$$\begin{aligned} \text{Costo ítem arm. en IIº Aº ordinario} \\ \text{Costo ítem arm. en horm. pretensado} &= 0,97 \quad (3) \end{aligned}$$

mientras en Europa se considera que esa relación varíe desde 1,1 en el caso más desfavorable, hasta 2,7 en el caso más favorable.

Evidentemente, la relación (3) es desalentadora para los partidarios del hormigón pretensado, pues significa que todos los factores que inciden negativamente sobre su precio (aparte el ítem armaduras) tienen que ser neutralizados por el ahorro en el volumen del hormigón y el ahorro en el transporte y manejo de las piezas, cosa que muy difícilmente puede verificarse".

Hasta aquí las palabras del Ing. Pizzetti.

Aplicando los valores de hoy a este razonamiento, se llega al mismo resultado de aquel momento. La situación es casi la misma o ha empeorado, quizás, con el advenimiento de los "aceros de alto límite de fluencia".

En efecto, haciendo el cociente del Ing. Pizzetti para el momento actual:

$$\begin{aligned} \text{Así, hoy: para hierro común,} \\ \text{tensión adm.} &= 1.400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{100 (28 + 8)}{30 (79 + 32)} &= 1,08 \end{aligned}$$

y peor, para los "aceros de alto límite de fluencia" tensión adm. = 2.200

$$\begin{aligned} \frac{75 (31 + 8)}{30 (79 + 32)} &= 0,88 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{tensión adm.} &= 3.250 \\ \frac{55 (40 + 8)}{30 (79 + 32)} &= 0,80 \end{aligned}$$

Indudablemente, la formación del precio del acero de alta resistencia está en un círculo vicioso. Con un consumo reducido el precio debe ser demasiado elevado. Y de tal precio depende —en gran parte— el consumo.

Por el otro lado —dicen los entendidos—, los precios de los aceros para armadura no tesada, es decir de lo que llamamos hierro redondo común y de los aceros "de alto límite de fluencia" estarían en nuestro mercado baratos comparando sus precios con sus similares en el exterior.

La comparación de los precios con los de otros países conduce a un análisis demasiado complejo, porque los niveles generales de precios y las relaciones con los precios de los demás materiales varían de caso en caso, como también las tensiones admisibles con las que pueden emplearse los aceros. (Esto último es fundamental y determinante).

Sea como fuese lo que importa es la relación entre el precio del acero de alta resistencia y el precio de los aceros de armadura común. Y esta relación indudablemente, es todavía bastante desfavorable para el hormigón pretensado.

Un parámetro que podría emplearse en el estudio comparativo sería el precio por unidad de tensión admisible, es decir los pesos por kg admitidos por mm². Con las tensiones admisibles elevadas, aquí permitidas para algunos tipos de acero, este parámetro resulta en ciertos casos muy reducido, situación que no se da por lo general para los puentes en otros países.

II - REGLAMENTO DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD

Si bien desde varios años la Dirección Nacional de Vialidad admite en sus licitaciones la presentación de variantes de proyectos con hormigón pretensado, las "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado" y las "Condiciones Generales para el proyecto de las Estructuras en Hormigón Precomprimido" que integran los pliegos de condiciones correspondientes, son francamente adversas a tales variantes.

En el año 1952, a proposición del Ing. O. Moretto (ver Construcciones N° 103 año 1953) se modificaron los "Fundamentos para el Cálculo y Proyecto de Puentes de Hormigón Armado" y aparte de aumentar las sobrecargas, en el Cap. A, II, a, se prescribe que "los cálculos... se efectuarán considerando los esfuerzos exteriores (momentos, esfuerzos de corte, esfuerzos normales) que corresponden al 75 % del peso propio real", etc. La intención, en aquella oportunidad, fue indudablemente progresista y el artificio empleado fue sencillo y práctico. (De paso cabe señalar que en esta misma oportunidad se ha introducido en el Reglamento de D. N. V. el "cálculo a rotura", en lo que nos hemos anticipado a muchos países).

El objetivo era la construcción de "estructuras más balanceadas, con márgenes de seguridad más uniformes respecto a la sobrecarga".

Este procedimiento, como queda explicado en el artículo arriba mencionado, significa indirectamente una reducción del coeficiente de seguridad para la parte de los esfuerzos debidos al peso propio, que se considera cuantitativamente perfectamente definible, frente a los esfuerzos de sobrecargas que pueden aleatoriamente ser bien diferentes de las previstas y que son meramente convencionales.

Este criterio de los coeficientes de seguridad diferenciados se encuentra en algunos reglamentos extranjeros, como ser el norteamericano y el inglés.

Sin embargo, el Comité Europeo del Hormigón o el moderno Reglamento Español, por ejemplo, han preferido el coeficiente único y uniforme.

En la verificación de las secciones a rotura quizás se podrían convenir coeficientes de seguridad diferentes para cargas permanentes y sobrecargas, como lo hace el Reglamento Francés, pero tratar este asunto nos llevaría a un tema cuya discusión está en pleno desarrollo y que no es el momento de tocar.

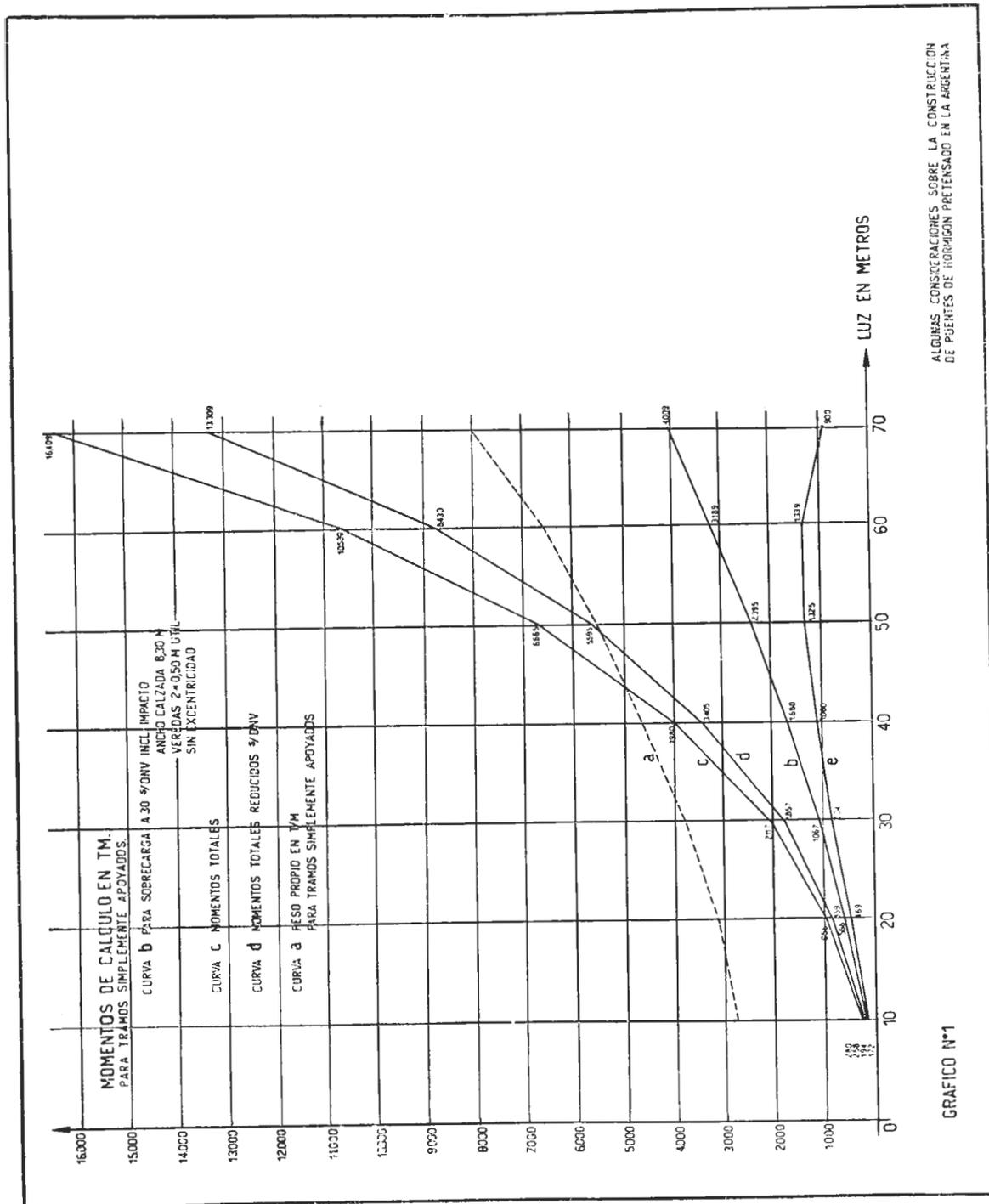
Y el artificio adoptado —arriba nombrado— resultó ser un inconveniente serio para el hormigón pretensado que hasta 1952 todavía no se había presentado en la competencia, lo que seguramente no fue intención del Ing. Moretto. Veremos que para calcular estructuras de hormigón pretensado es necesario dos verificaciones.

Por un lado hay que verificar las tensiones para los distintos estados de carga sucesivos en el estado clásico y, por el otro, es menester controlar si con la armadura obtenida hay suficiente seguridad en el estado de rotura.

Ahora bien, la reducción convencional de los esfuerzos por peso propio no es posible en hormigón pretensado en la verificación de las secciones, en el estado elástico, pues en ella es necesario considerar estados de carga reales, ya que las tensiones resultantes son diferencias de las tensiones reales ocasionadas por los diferentes estados de carga reales.

Esta imposibilidad es la causa por la que D. N. V. en las "Condiciones Generales para el Proyecto de Estructuras en Hormigón Precomprimido" elimina, con toda razón para estas construcciones, la reducción al 75 % del peso propio, "en las que habrá que considerar el 100 % del mismo, esto es, sin ninguna reducción".

Con el Gráfico N° 1 queremos mostrar lo que significa esto. Hemos supuesto la curva (a) de los pesos propios de los tableros de puentes, de 8,30



metros de ancho de calzada, cuyos valores se han extraído de la bibliografía y de los datos obtenidos en licitaciones. Son valores más bien bajos, para no caer en exageraciones. Corresponden a tramos simplemente apoyados.

Para simplificar hemos reducido las consideraciones a tramos simplemente apoyados, pero creemos que pueden ser generalizadas a estructuras continuas.

En la curva (b) se han representado los valores de los momentos debidos a las sobrecargas A 30 según el Reglamento de la D. N. V., para tramos isostáticos, ancho calzada 8,50, con impacto, sin coeficiente de excentricidad de cargas.

Hemos incluido en estos valores los momentos debidos a dos veredas mínimas de 0,50 m de ancho útil cada una.

Sumamos a esta curva de sobrecargas los momentos debidos a peso propio calculados con los pesos de la curva (a), obteniéndose la curva (c), que es la de los momentos totales que deben tenerse en cuenta para el dimensionamiento de las secciones de hormigón pretensado.

Pues bien, si de esta curva (c) deducimos el 25 % de los momentos de peso propio, obtenemos la curva (d), que es la que se tiene en cuenta para dimensionar secciones de hormigón armado común.

Se observa la ventaja que lleva el hormigón armado de armadura no tesa.

Los cocientes de los momentos totales son para las luces

30 m	0,89
40 m	0,85
50 m	0,83
60 m	0,77 (!)

o, expresándolo de otra manera, el hormigón pretensado tiene que soportar momentos superiores en 12 %, 17 %, 21 % y 30 %, respectivamente.

Es decir que, mientras en todo el mundo con mayores luces el hormigón pretensado tiene mayores posibilidades, en nuestro país éstas son disminuidas notablemente por la ventaja creciente otorgada al hormigón común.

Se podría llevar este razonamiento a una conclusión irreal, pero significativa. Irreal porque nunca se ejecutarían tramos simplemente apoyados de luces tan grandes, pero, suponiendo que así se hiciera (y hoy día se puede esperar cualquier cosa), el fenómeno arriba señalado resulta extravagante.

En efecto, restando de la curva (c) de momentos totales a considerar para el hormigón armado con armadura no tesa, los momentos de peso propio enteros, resultaría —aceptando siempre que el coeficiente de seguridad fuese igual para peso

propio y para las sobrecargas— una nueva curva de momentos de sobrecargas, que nominamos con la letra (e). Esta curva, después de los 60 m, va disminuyendo a pesar de aumentar la luz; quiere decir que las sobrecargas correspondientes disminuyen fuertemente, y si cargáramos un puente de esa luz con el tren tipo se soportaría a costa de la seguridad total. Extrapolando hasta el absurdo, se podría determinar una luz un poco más allá de los 70 m, a partir de la cual el puente soportaría sobrecargas, es decir, “viviría” a costa de su propia seguridad.

Esto mismo puede constatarse —y en forma más correcta— en base a los valores determinados por nuestro colega el Ing. M. Öfele.

Ha calculado sistemáticamente vigas principales de tableros de puentes para las luces más usuales indicadas en las abscisas del Gráfico número 2 y con diferentes relaciones entre la altura de la sección y la luz: secciones más bien altas con $d/l = 1/12$ y otras más bien esbeltas con $d/l = 1/20$. Además, ha tenido en cuenta, como término medio, que la pérdida por deformación plástica es de un 10 % en el hormigón pretensado. Como ordenadas figuran los coeficientes de seguridad total, definiendo el coeficiente de seguridad total como cociente del momento de rotura sobre el momento de servicio. (El momento de servicio o momento de cargas de servicio es la suma del momento de peso propio y del momento de sobrecargas, que antes llamábamos momento total, en forma no del todo correcta).

Se ve cómo en el hormigón armado común, según Reglamento D. N. V., la seguridad va disminuyendo, como decíamos antes, y esto se produce en forma coincidente para las tres esbelteces consideradas. En hormigón pretensado, en cambio, las seguridades van en aumento con la luz y son bastante diferentes para las diferentes esbelteces. Pero este último fenómeno será comentado en la parte III de nuestra exposición.

Insistimos en esta consideración de los coeficientes de seguridad porque nos parece la única mancha en que se puede comparar cualitativamente el hormigón de armadura no tesa con el hormigón pretensado. Mientras el hormigón pretensado en toda su “vida” demuestra cualidades superiores por la ausencia de fisuras, al final, en la rotura, se convierte en un hormigón armado común, con los defectos que éste tiene, con la única diferencia de que la armadura había sido preentendida de antemano.

¿Qué remedio podría encontrarse para esta cuestión?

Hemos pensado en alguna solución de compromiso que contemple la situación del hormi-

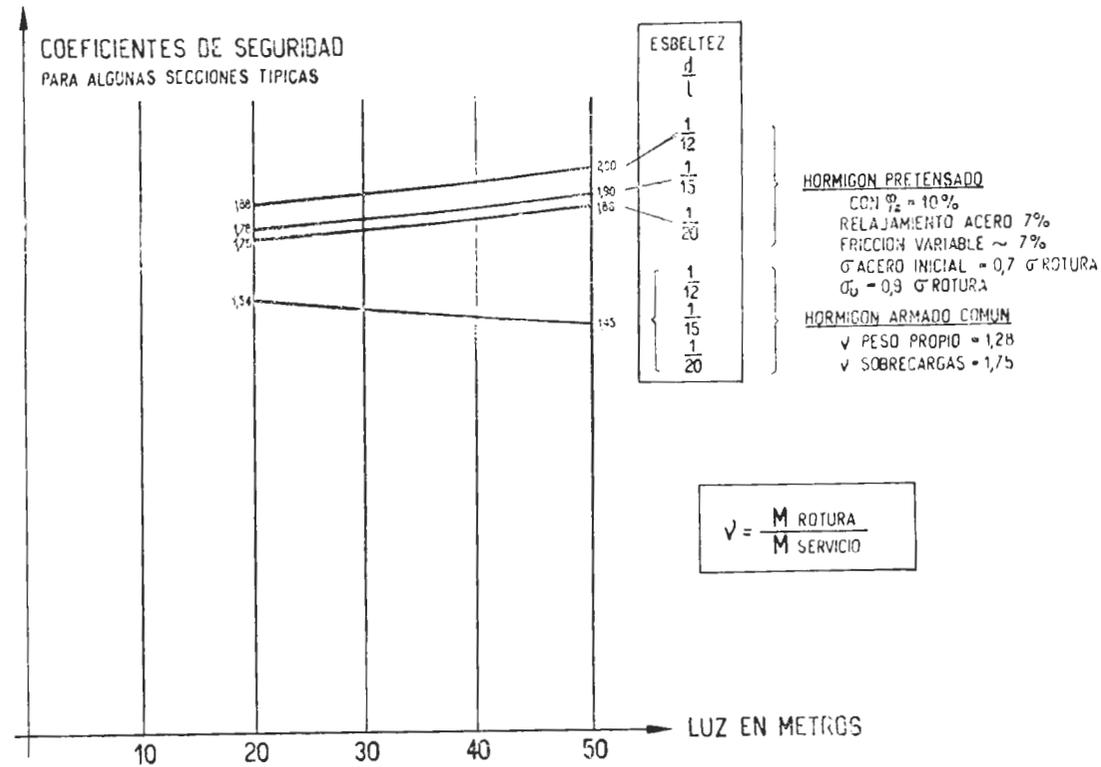


GRAFICO N°2

gón pretensado, pero llegamos a la conclusión de que lo mejor sería que se estudie la adopción de nuevas sobrecargas en el Reglamento de la D. N. V., de aplicación general, y que sean equitativas con todos los sistemas constructivos. Teóricamente los puentes metálicos también llevan la desventaja del tratamiento preferencial de los puentes de hormigón común, sólo que en su caso, al ser más livianos, esa desventaja es menor.

Tenemos la impresión de que en la Repartición competente existe ya la idea de la conveniencia de la modificación de las sobrecargas, para lo cual podría haber también otras razones, para nosotros desconocidas, que las comentadas más adelante.

No nos consideramos autorizados ni competentes para recomendaciones, pero sí nos atrevemos a hacer algunas sugerencias.

Hemos revisado algunos reglamentos extranjeros. En el Gráfico N° 3 se han representado las curvas de los momentos, como antes, para tramos isostáticos, considerando, para poder comparar, siempre un ancho de calzada de 8,30 m. Esta vez se han excluido veredas para simplificar. Pero si

se ha considerado el impacto según el reglamento correspondiente.

La curva A es nuevamente la de los momentos de sobrecargas A 30 de D. N. V. La curva B es la del Reglamento Francés de sobrecargas comunes únicas, sin considerar las sobrecargas militares, que son superiores. La curva C es la del Reglamento Inglés, la D la de las DIN 1072 y 1075 (cuyo proyecto de actualización 1964 no contempla modificación en las sobrecargas), la E la del Reglamento Suizo, la F la de las especificaciones norteamericanas del A. A. S. II. O., la G la de la ÖNORM austríaca y la H la de la norma brasileña.

Ante todo, observamos en el conjunto, que "nuestra" curva, aparte de la francesa, es la de valores mayores. Segundo, que los demás reglamentos se asemejan bastante y, tercero, la curva del A. A. S. II. O. es de valores notablemente menores.

Luego, en lo que refiere a la forma de la curva, se nota que la curva de la D. N. V., aunque se mantenga más o menos moderada en las luces medias, sobrepasa a todas en las luces grandes.

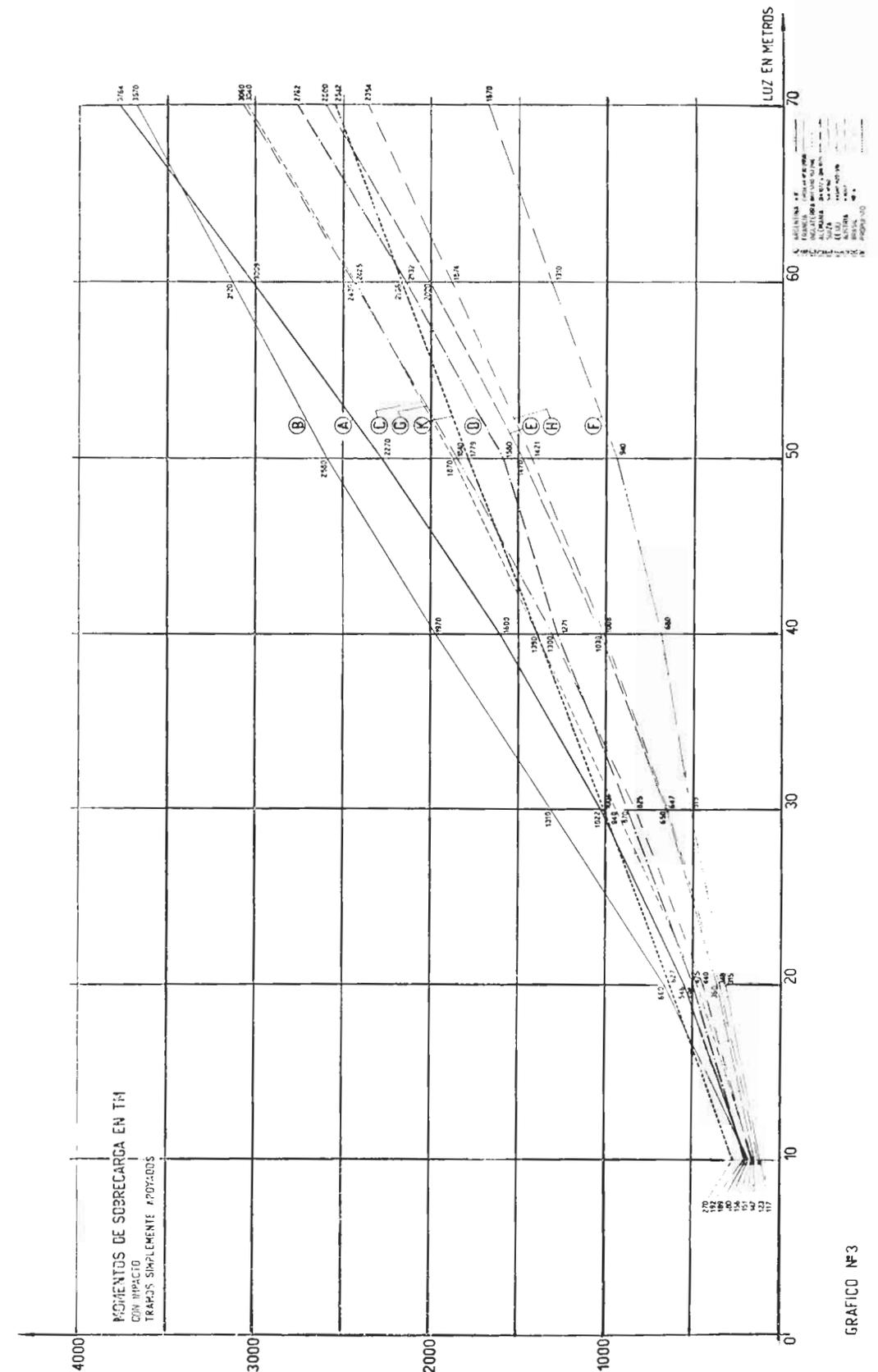


GRAFICO N°3

Creemos que habría que contemplar, para la adopción de nuevas sobrecargas, los siguientes aspectos:

1º — Aunque la mayoría de los reglamentos dan momentos menores, no podemos “volver atrás” disminuyendo los momentos para las luces más comunes, de hasta 30 m, y por razones de economía nacional no conviene aumentarlos mucho.

2º — Tampoco conviene disminuir los momentos en vista de las tensiones admisibles ya muy elevadas admitidas por la Secretaría de Obras Públicas para las armaduras no tesadas. Hay que considerar que el reglamento de cada país forma en conjunto con las demás normas allí vigentes. Si el tren de cargas estadounidense es tan liviano, como vemos, por el otro lado las tensiones admisibles correspondientes son muy conservadoras (tensión máxima = 1.400).

3º — Además, en la Argentina los puentes tienen que tener una larga vida útil por ser difícil su renovación. Hay que prever el progreso sobre etapas largas. Y —aunque el tránsito no sea muy intenso— ocurren a menudo los casos de cargas excepcionalmente pesadas.

4º — Un defecto visible en la actual curva de momentos son sus valores grandes para las luces mayores. Como los puentes grandes tienen mayores reservas (recuérdese también el concepto del Ing. Moretto), creemos recomendable disminuir los momentos para esas luces. En caso de cargas excepcionales siempre está disponible la parte del momento debido a la sobrecarga uniformemente repartida.

5º — Habría que contemplar lo expuesto y perseguido por el Ing. Moretto de obtener “puentes balanceados”. Actualmente procuramos conseguir esa uniformidad en la seguridad (que no es tal, sino más bien una uniformidad en la cargabilidad), reduciendo los esfuerzos por peso propio.

Se insinúa la posibilidad de disminuir las sobrecargas a medida que aumenta la luz. En efecto, el Reglamento Francés y el Reglamento Inglés, prescriben el cálculo de las vigas principales mediante sobrecargas uniformemente repartidas que disminuyen en función de la luz. A nuestro entender, en ambos casos no se trata sino de pretendidas simplificaciones para el calculista, ya que en realidad ambos sistemas de cargas no son sino cargas equivalentes, para no trabajar con cargas concentradas. Habría que ver cuáles son las cargas concentradas originales. Ambos reglamentos luego caen nuevamente en la “complicación” al

fijar adicionalmente cargas lineales o concentradas para verificar las losas, las vigas secundarias, etc. Nos parece mejor nuestro antiguo sistema, que resulta más claro.

Para corroborar y visualizar lo dicho hemos deducido una expresión que daría los momentos de nuestro actual reglamento en función de las luces. La curva A del Gráfico N° 3, como antes para A 30, ancho calzada 8,30 siendo el coeficiente de impacto = 1,4 — 0,0057 l está dada por:

$$\text{para } 10 \text{ m} < l < 70 \text{ m: } M \text{ DNV} = - 35,8 + 14,6 \cdot l + 0,81 \cdot l^2 - 0,00355 \cdot l^3$$

Si suponemos los mismos momentos producidos por una carga uniformemente repartida equivalente:

$$M \text{ DNV} = \frac{A \cdot 8,3}{8} \cdot l^2 = 35,8 + 14,6 \cdot l + 0,81 \cdot l^2 - 0,0035 \cdot l^3$$

de donde:

$$A \text{ DNV} = \frac{34,5}{l^2} + \frac{14,1}{l} + 0,78 - 0,0034 \cdot l$$

que hemos representado en el Gráfico N° 4. La curva de estas cargas es similar a la de los valores A de sobrecargas equivalentes del reglamento francés que mostramos en el mismo gráfico, dados por la fórmula A.

Quiere decir que, nuestro reglamento actual podría expresarse en forma semejante a la de los reglamentos francés e inglés con sobrecargas uniformes equivalentes que aparentemente disminuyen con la luz del tramo, sin introducir ninguna novedad, y quiere decir también que, los puentes franceses —y los de los demás países también— deben presentar igualmente las características objetadas por el Ing. Moretto, de no ser “balanceados”.

De la expresión arriba citada del momento en función de la luz podemos deducir otra expresión que puede resultar interesante. Supongamos que estos momentos fueran producidos por una sobrecarga concentrada. Así:

$$M \text{ DNV} = \frac{C \text{ DNV} \cdot l}{4} = - 35,8 + 14,6 \cdot l + 0,81 \cdot l^2 - 0,00355 \cdot l^3$$

de donde:

$$C \text{ DNV} = \frac{- 8,9}{l} + 3,65 + 0,203 \cdot l - 0,00088 \cdot l^2$$

que hemos representado en el Gráfico N° 5.

SOBRECARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS EQUIVALENTES EN KGS/M²

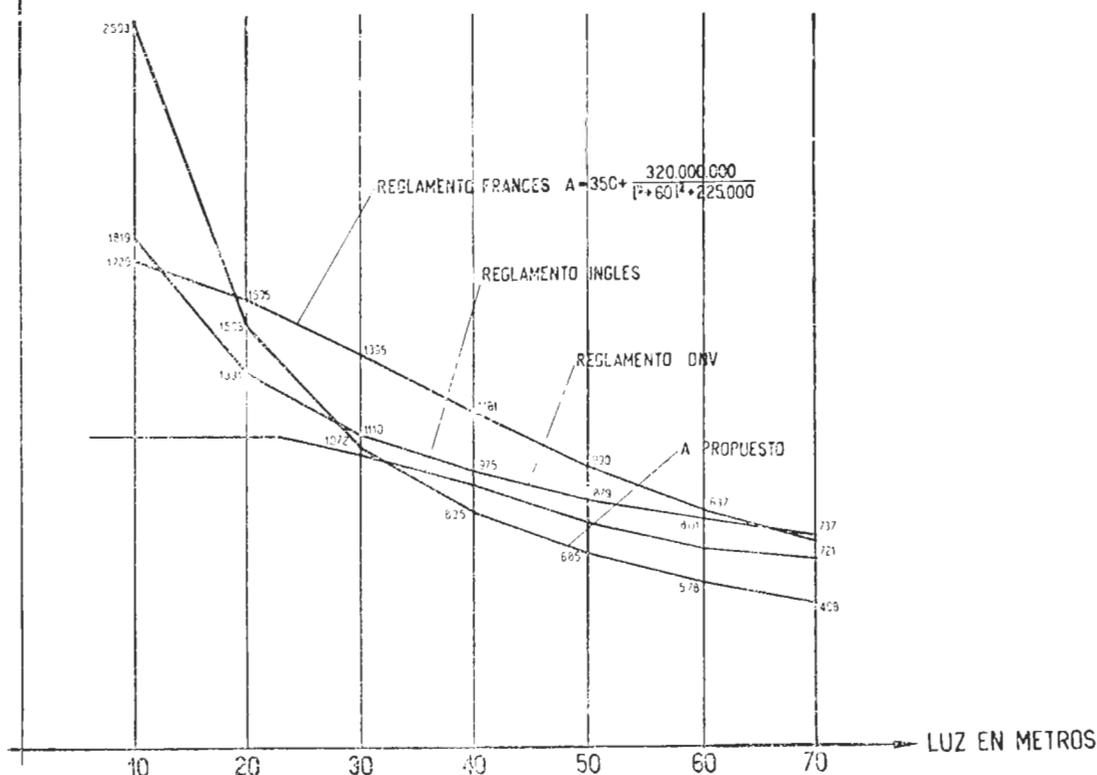


GRAFICO N° 4

Vemos, aunque el razonamiento no es del todo completo, cómo los puentes de tramos más grandes pueden soportar holgadamente el pasaje de cargas extraordinarias, el pasaje de un transformador pesado, por ejemplo, que es precisamente lo criticado en el año 1952.

Se sobreentiende que el carretón que transporta esa carga, mediante suficiente cantidad de ejes, reparte el peso como para que las losas del tablero no sean excedidas en su capacidad.

En consecuencia y considerando todos los aspectos anteriormente expuestos y numerados de 1 a 5, nos parece que la mejor forma de conseguir el resultado deseado sería aumentar el peso del vehículo tipo y disminuir fuertemente la sobrecarga uniformemente repartida.

A título de ejemplo se podría hacer esto de la siguiente manera:

Se adopta un vehículo tipo de 45 toneladas de peso total con las características consignadas en el Gráfico N° 6, que consta de 6 ruedas de 7,5 toneladas. Se consideraría un vehículo de es-

te tipo por cada faja de circulación, como en el reglamento actual, con las mismas condiciones de ubicación y reducciones para los casos de más de dos fajas de circulación. Este vehículo simplificaría el empleo de tablas para el cálculo de las losas, etc. La carga uniformemente repartida sería de 200 kg/m² y, para simplificar, se aplicaría en toda la calzada, incluso en las superficies ocupadas por los vehículos.

(Conste que el reglamento del A.A.S.I.I.O. tiene sobrecargas de ese orden).

Sobre las veredas se aplicaría la misma carga al calcular los momentos de las vigas principales y luego se dimensionarían aplicando localmente cargas mayores.

El coeficiente de impacto no se modifica. (Coincide bastante en todos los reglamentos).

Adicionalmente nos parece conveniente la estipulación de algún método de control obligatorio de la distribución de las cargas asimétricas en el sentido transversal del tablero y eventualmente la eliminación de la reducción del 20 %

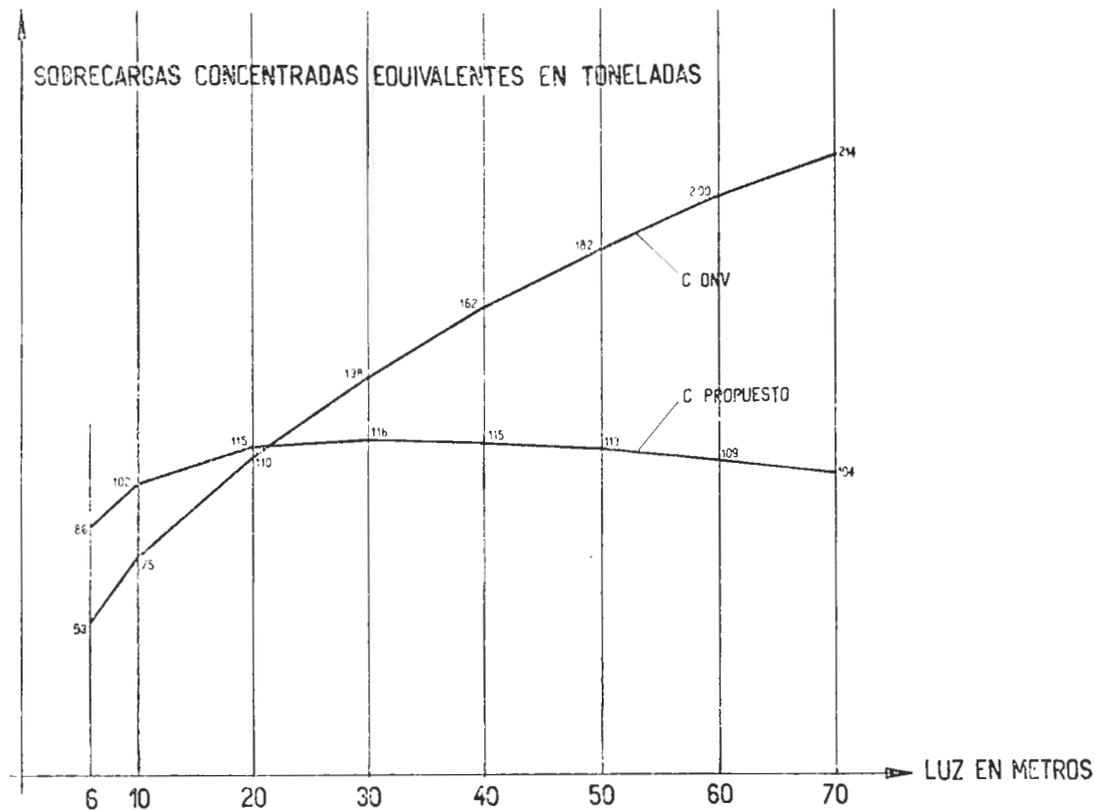


GRAFICO N°5

en la sobrecarga a considerar para el cálculo de las losas. No porque dudemos de la capacidad de las losas, citada en nuestro reglamento, sino más bien porque nos parece que la carga concentrada de 7,5 t que proponemos no es suficientemente grande y porque las losas que obtenemos con nuestro reglamento actual resultan más livianas que las de la mayoría de los puentes extranjeros.

Con estas cargas se obtiene la curva de momentos designada en el Gráfico N° 3 con la letra K que es casi una recta. Esta curva cumple con los objetivos antes enunciados.

Esta curva, procediendo otra vez como antes, para una calzada de 8,3 m de ancho, respondería a la expresión

$$M = -63 + 31,8 \cdot l + 0,161 \cdot l^2 - 0,0012 \cdot l^3$$

Se deduce, para las cargas uniformemente repartidas equivalentes, la fórmula

$$A = \frac{-61000}{l^2} + \frac{30600}{l} + 155 = 1,16 \cdot l$$

cuyos valores no resultan muy extraños.

Y para la "carga concentrada equivalente":

$$C = \frac{250}{l} + 127 + 0,065 \cdot l - 0,0048 \cdot l^2$$

expresión, esta última, que da un resultado interesante: los valores de la carga C varían bastante poco, hecho que nos parece significar que estos puentes serían más "balanceados" y a coeficientes de seguridad iguales para las cargas permanentes y las accidentales.

Habiéndose obtenido de otra manera el propósito perseguido por nuestro reglamento, nos parece posible y simplificador adoptar un sistema de sobrecargas único para todos los puentes.

Y las cargas propuestas dan momentos que cumplen las condiciones antes fijadas:

VEHICULO TIPO 45 TON 6x75 TON

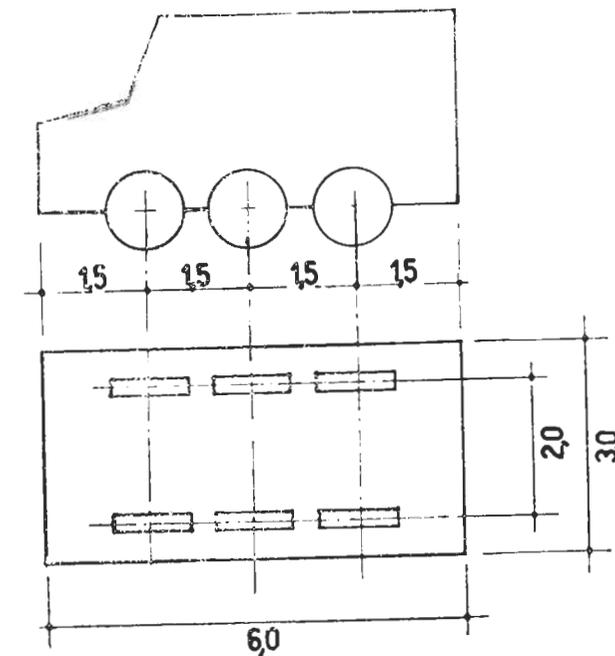


GRAFICO N°6

● para luces hasta 30 m los momentos son mayores que los actuales.

● para luces mayores de 30 m son menores y sus valores se asemejan a los de la mayoría de los reglamentos.

III - SEGURIDAD COMPARADA

Pero aún si mediante un nuevo "tren de cargas" se pusiesen en pie de igualdad las cargas para el hormigón de armadura tesada, las condiciones de competencia económica —que son por ahora las únicas que cuentan entre nosotros— no están equiparadas.

Cuando se unifiquen las condiciones de cargas para ambos tipos de hormigón armado, el coeficiente de seguridad único para el hormigón armado, el coeficiente de seguridad único para el hormigón de armadura no tesada podría volver a ser 1,75 o un valor menor a convenir.

Vemos, sin embargo, en el Gráfico N° 2 ya mencionado antes, que los coeficientes de segu-

ridad para las secciones de hormigón pretensado están casi siempre por encima de 1,75.

Casi siempre —decimos— porque sólo bajan a este valor en las secciones más forzadas, más esbeltas.

Resultan, estos coeficientes, de la verificación a la rotura que se realiza después de haber dimensionado la sección y su armadura bajo cargas de servicio en estado I, respetando los límites de tensiones impuestos por el reglamento y, si el valor de esos coeficientes es superior a 1,75 no puede, por ello, reducirse la cuantía de armadura, ya que ella no cumpliría con las otras condiciones.

Resulta así que las secciones diseñadas de acuerdo a nuestro reglamento resultan siempre sobredimensionadas "a la rotura".

Este "handicap" solamente se puede anular (y parcialmente) permitiendo el pretensado limitado, es decir, que en la zona de tracción pre-comprimida se admitan, bajo carga completa y

después de ocurrir todas las pérdidas, tensiones de tracción de valor limitado.

Así lo hace —desde un principio— el Reglamento Alemán. Y así lo hace desde hace poco el Reglamento Norteamericano. La justificación de esta modificación, introducida hace unos meses para puentes por la A.A.S.H.O. en este último reglamento, es precisamente la de equiparar las seguridades.

Creemos que también aquí se podrían admitir esas tensiones de tracción, pero —eso sí— deberá prescribirse el control de la seguridad a la rotura que actualmente no se exige, porque puede ser determinante. Y la seguridad exigida deberá ser igual a la pedida para el hormigón armado común.

Trac consigo, también, esto, que habrá que “oficializar” algún método para estimar las pérdidas de tensión por fricción en las vainas, por relajación del acero, por deformación plástica del hormigón y por contracción de fragüe, que nuestro reglamento actual no contiene, condiciones también absolutamente necesarias para posibilitar la comparación de ofertas.

IV — VALORACIÓN DE CALIDAD

Si, como acabamos de ver, los coeficientes de seguridad a la rotura son en general automáticamente superiores a los mismos exigidos para la seguridad a la rotura, eso significa algo. Es el precio que se paga para mantener al hormigón constantemente en el estado I, libre de toda tracción, sin ninguna fisura.

Decimos constantemente porque aún permitiendo el pretensado limitado, esas tracciones admitidas se producirían solamente en el instante en el que el puente estuviera sometido a su máxima carga. Y si se admiten tensiones de tracción del orden de 30 kg/cm², no está dicho que haya fisura. Y si hubiese alguna, se cerraría inmediatamente al reducirse la carga.

Se ve la enorme reserva que deben tener los puentes pretensados.

Además, hay que acostumbrarse a la idea de que, si por sobrecargas superiores a las previstas en los cálculos el hormigón “armado con cables preextendidos” —llamémosle así ahora—, se fisura en zona traccionada, está todavía lejos de sucumbir, de agotarse. Pasa solamente de un estado, el elástico, el estado I, a otro estado, el cual para el hormigón armado común, aceptamos sin ninguna crítica, y en el que éste se encuentra durante toda su vida.

No hay que pensar tampoco que cuando se toleran fisuras en el hormigón pretensado este deja de serlo. No es un “nuevo material” que

allí termina, sigue siéndolo, pero en menor grado. Es un hormigón armado perfeccionado y más perfecto cuando el pretensado es completo, sin admitir tracción alguna. Pero hay muchos estados intermedios, la tendencia actual parece ser la de admitir para construcciones comunes cada vez mayores tensiones de tracción. Pero para puentes esta tolerancia no deberá pasar de cierto límite (30 kg/cm², digamos) pues son estructuras expuestas a sollicitaciones eminentemente dinámicas.

En efecto, al pasar el hormigón pretensado del estado elástico I, en el que “trabaja” toda la sección, al estado fisurado, se pierde una virtud importante del hormigón pretensado. Es que, mientras la sección sea homogénea, las tensiones en el acero sólo varían muy poco al variar los momentos sollicitantes. Varían aproximadamente $n = 6$ veces lo que varía la tensión del hormigón circundante, es decir unos 500 a 700 kg/cm², lo que es una variación pequeña frente a la tensión a que está trabajando el acero permanentemente. Mientras que, al fisurarse —como ocurre en el hormigón armado común— las variaciones de las tensiones en la armadura son proporcionales a las variaciones de los momentos sollicitantes, por lo tanto mayores, lo que reduce la frecuencia con que puede soportar la armadura esa sollicitación, acortándose pues su durabilidad.

Pues bien, el hormigón pretensado —tal como lo especificamos— no tiene estos problemas. Es un material perfectamente elástico, de una capacidad de absorber esfuerzos dinámicos mucho mayor que el hormigón armado común y por tanto de una “vida” probable mayor.

Más durable también porque —y eso se ha repetido ya tanto— libre de fisuras (o con fisuras siempre cerradas) no ofrece posibilidad de ataque a los agentes atmosféricos.

Creemos que el hormigón pretensado realmente mejora el hormigón; que es un paso adelante en la evolución técnica.

Estamos convencidos de que muchos puentes en Europa se han pretensado aunque no haya sido la solución barata, —por lo menos al principio, en las primeras aplicaciones— sino sencillamente porque las estructuras resultantes son de más calidad.

CONCLUSIÓN

Pensamos que también aquí tendrían que valorarse justamente las cualidades del hormigón pretensado y tenerlas en cuenta en la comparación de proyectos. Es decir, que se contemple lo

dicho en las partes III y IV de nuestra exposición.

No creemos necesario que se dé preferencia al hormigón pretensado si resultase mucho más caro, pero sí, a igualdad de precio, por su calidad.

Para llegar a esa nivelación de precios, creemos necesario que se revise adecuadamente nuestro reglamento, por lo que expusimos en la parte II.

Y —hecho esto— se facilitaría la “entrada” del hormigón pretensado en la construcción de puentes en escala más amplia. Habiendo mayor consumo de acero (y los puentes son una parte importante en el consumo total), los fabricantes podrán bajar esos precios de los que hablamos en la parte I.

Ningún fabricante de acero “regalará” su producto para fomentar la construcción de puentes mejores. Las Reparticiones son las que pueden crear el ambiente propicio, mediante la legislación conveniente. Y creemos que los funcionarios de los Departamentos correspondientes, que conocen los problemas mejor que nosotros, también lo entienden así, pero no tienen a su disposición los medios materiales para resolver esos problemas.

Subsanados los inconvenientes del reglamento y de los pliegos de condiciones para licitaciones y acomodándose consecuentemente el precio del acero de alta resistencia, podrán hacerse proyectos en hormigón pretensado que sean económicamente competitivos y técnicamente superiores, en su conjunto, sin desvirtuar las intenciones de esos pliegos.

Empezando por eliminar las dificultades señaladas en I, II, III y IV como causas —pues no son las únicas— del atraso en que se encuentra el hormigón pretensado, habremos progresado en la ingeniería de la construcción de puentes.

Otros obstáculos caerán solos o podrán igualmente ser salvados. Cuando sea económicamente holgada la aplicación del pretensado, nuestros técnicos inmediatamente sabrán valerse del artificio para nuevas soluciones estructurales; cuando resulte económicamente más conveniente —y por tanto interesante— la aplicación del pretensado, nuestros empresarios tomarán partido en el asunto.

Y se construirán más puentes, más modernos.

RESUMEN

● Se analizan algunas causas que provocarían dificultades al empleo de la técnica del hormigón pretensado en la construcción de puentes carreteros en la Argentina.

● Se explica la incidencia inconveniente del reglamento vigente para la construcción de puentes pretensados.

● Se visualiza la “seguridad a la rotura” superior ostentada por las estructuras pretensadas.

● Se comparan las curvas de momentos de sobrecargas reglamentarias para puentes, prescriptas en la Argentina, con las de varios países extranjeros.

● Se intenta, mediante un ejemplo, una curva de momentos para puentes más “balanceados”.

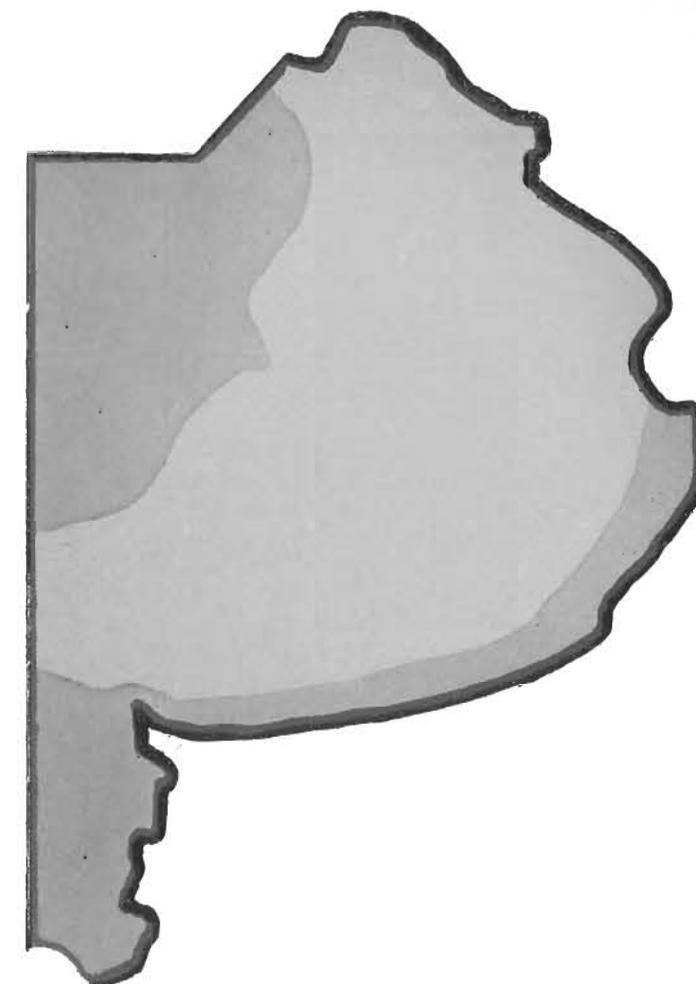
● Se recomienda la debida apreciación de las bondades del hormigón pretensado y se señalan las reservas de este material.

● Se pide —finalmente— el estudio de una modificación parcial adecuada del Reglamento de la Dirección Nacional de Vialidad.

Principales Obras con Proyectos Elevados

PLAN VIAL EJERCICIO AÑO 1964. DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
MESES DE AGOSTO, SETIEMBRE, OCTUBRE, NOVIEMBRE Y DICIEMBRE

DESIGNACIÓN DE LA OBRA	Long. km	Ubicación Partido	Tipo de Obras	Presupuesto m\$sn Excl. Reserva	Fecha de Elevac.
1. Pehuajó - Carlos Tejedor y Acceso a Pehuajó y Carlos Tejedor ..	75,858,73	Pehuajó C. Tejedor	O. B. y Pav. Flexible	377.661.042,01	6- 8-64
2. Caseros - Bolívar (Iº y IIº Tr.) y Accesos a Pirovano, Urdampilleta e Ibarra	100,889	Caseros Bolívar	Apert. traza y Const. alamb.	35.425.435,56	14- 9-64
3. Tres Arroyos - Cnel. Pringles - IIº Tr. Iª Secc. y Acceso a Indio Rico	33,153	C. Pringles	O. B. y Pav. Flexible	241.011.302,16	22- 9-64
4. Trenque Lauquen - Rivadavia - Ier. Tramo y Acceso a Trenque Lauquen	55,575	Trenque Lauquen - Rivadavia	O. B. y Pav. Flexible	265.195.909,43	28- 9-64
5. Trenque Lauquen - Rivadavia - IIº Tramo y Acceso a Fortín Olavarría y Rivadavia	39,135	Rivadavia	O. B. y Pav. Flexible	225.304.109,56	9-10-64
6. Tres Arroyos - Claromecó y Acceso a San Francisco de Bellocq ..	57,941	Tres Arroyos	O. B. y Pav. Flexible	150.269.456,83	14-10-64
7. Tres Arroyos - Cnel. Pringles - IIº Tr. - IIª Secc. y Acceso a Cnel. Pringles	41,977,85	Cnel. Pringles	O. B. y Pav. Flexible	304.521.837,36	20-10-64
8. Cnel. Suárez - Guaminí	75,170	Suárez - Guaminí	Apert. traza O. B. y Pav. Flexible	21.068.814,08	30-10-64
9. Acceso a Lincoln	3,071,50	Lincoln	O. B. y Pav. Flexible	23.168.660,34	30-10-64
10. Pergamino - Bigand Tr. Iº	22	Pergamino	O. B. y Pav. Flexible	182.150.505,15	30-10-64
11. Puente s/Arroyo Curumalal Grande, ubicado en Camino Pigüé P/ Campamento, Coronel Pringles Ruta Provincial 92-1	--	Saavedra	Construc. puente	5.265.688,00	9-11-64
12. San Vicente - Cañuelas	33,258,90	San Vicente Cañuelas	Apert. traza y constr. alamb.	4.417.706,80	13-11-64
13. Pinamar - Villa Gesell y Acceso a Villa Gesell ..	19,220	General Madariaga	O. B. y Pav. Flexible	120.574.987,10 Var. "A" 127.026.070,00 Var. "B"	25-11-64
14. Acceso a Azul, desde Ruta Provincial 51	3,898,15	Azul	O. B. y Pav. Flexible	25.516.923,00	2-12-64
15. Tres Arroyos - Cnel. Pringles II Tr. Secc. II y Acc. a Cnel. Pringles	41,977,85	Pringles	O. B. y Pav. Flexible	270.926.083,00	9-12-64
16. Cañuelas - Luján	73,250	Cañuelas - Gral. Las Heras - Gral. Rodríguez - Luján - Marcos Paz	Apertura de traza y Const. alamb.	25.187.690,60	15-12-64
17. Bahía Blanca - Cnel. Pringles I Tr. y Acc. a Cabildo	37,304	Bahía Blanca	O. B. y Pav. Flexible	211.305.494,00	30-12-64



La Estabilización de las Arenas Con Ligantes Bituminosos

VICTORIO LELU

Ingeniero de Artes y Oficios

Hay pueblos y ciudades en la Provincia que, desde su fundación, soportan con estoicismo los inconvenientes de su suelo arenoso; algunos durante las estaciones de sequía, poseen un verdadero colchón de arena de 15 a 20 cm de espesor.

No es justo pues, que las generaciones actuales sigan sufriendo las consecuencias de la incomprensión o la inoperancia de los dirigentes locales, situación que hace propicia, por otra parte, el éxodo hacia ciudades mejor atendidas o de vida más decorosa.

Mucho han realizado los técnicos investigadores en materia de consolidación de las arenas; soluciones terminantes, definitivas, las hay desde hace mucho tiempo; pero por considerarlo entre los métodos más apropiados, el Departamento Construcciones —en cuyas manos está el control de la gran Ruta 33 cimentada totalmente en arena en el tramo Gua-

miní - T. Lauquen— tiene a bien presentar a los técnicos municipales el informe del ingeniero V. Lelu, tal como apareciera en la Revue Générale des Routes et des Aérodrômes N° 293 y que, por encargo de la Compañía Shell de Francia, efectuara hace ya diez años sobre el procedimiento inglés llamado "wet-sand-mix" (mezcla de arena húmeda con hitumen diluido) para estabilizar arenas.

De este estudio se desprende que las Municipalidades cuentan con la seguridad de que no tendrán inconvenientes al poseer distintas clases o variedades de granulometrías en las arenas. Todos esos pueblos se transformarán así, de "castigados" por la naturaleza en "privilegiados" si el hombre se decide a utilizar en bien de la comunidad, este material local tan extraordinario.

MÉTODOS COMUNES

Se pueden estabilizar las arenas húmedas adicionando en su masa una emulsión superestable pero aquí trataremos especialmente el procedimiento "wet sand mix", que consiste en incorporar a la arena húmeda adicionada de cal, un asfalto diluido especial, "dopado", calificado como S. R. O. ("special road oil").

Este procedimiento permite tratar materiales muy húmedos. El mezclado y su puesta en obra pueden, prácticamente, efectuarse en toda época, salvo en casos de fuertes heladas. La presencia de cal y de *dopes* (1) contenidos en el ligante S. R. O. confieren a la mezcla una estructura que le asegura una gran estabilidad y una buena resistencia al agua. Las dosificaciones a prever son, en general: 1 a 2 % de cal en peso y 3 a 5 % de ligante S. R. O. (bitumen [80 %] + diluyente [20 %] + aditivo).

2) ESTABILIZACIÓN EN FRÍO DE UNA ARENA SECA ("Dray Sand Mix")

Este procedimiento consiste en incorporar a la arena en frío, un diluido en débil dosis. Es aplicable cuando la arena contiene al máximo 3 % de agua y, en la práctica, con tiempo favorable mientras se trabaja (juegan los factores viento y sol).

3) ESTABILIZACIÓN EN CALIENTE

Este procedimiento consiste en mezclar en caliente la arena secada, con un diluido viscoso o un asfalto puro en dosificaciones bajas. Para ciertas arenas es necesario fijar la técnica apropiada para su colocación.

Experiencias hechas con una arena de mar, mezclada en caliente con un asfalto puro 80/100 y débil dosificación, han mostrado que tales mezclas no son fáciles de compactar correctamente

(1) En esta técnica, al mencionar los *dopes*, nos referimos únicamente a los aditivos que hacen posible la mezcla de arena húmeda - bitumen de petróleo.

en obra. Probablemente el uso de un diluido de viscosidad apropiada resuelve el problema.

La estabilización de arena con ligantes bituminosos ha sido objeto de numerosos trabajos en Francia; se citan los principales (hasta el año 1956):

- Pistas en bosques de Landes (1951 y 1955).
- Caminos departamentales de Beapreau e Ingrande (1951).
- Ruta Nacional 808, R. H. 830, C. D. 273. en El Orne (1953).
- R. N. 12, Salida Guingamp-Sur-Brest (1952).
- Diferentes trabajos de menor importancia en Seine-et-Oise Nièvere, Pas de Calais, etc.
- C. D. de la Turballe (Loire inferior) (1952).

Estas diferentes obras, cuyos resultados en conjunto son excelentes, han confirmado que las arenas estabilizadas deben ser **obligatoriamente recubiertas**. En efecto, las dosis en ligante son débiles, lo cual confiere gran estabilidad, pero su cohesión es bastante baja. **Las arenas estabilizadas pueden pues, soportar cargas considerables, pero resisten con deficiencia los esfuerzos tangenciales impuestos por los neumáticos en momentos de aceleración, frenado, patinadas, etc.**

Cuando la circulación es poco importante, un simple revestimiento superficial es suficiente, en general, para protegerlas. Por el contrario, si la ruta está llamada a soportar un tránsito pesado o intenso, es necesario prever un revestimiento espeso, en materiales premezclados, por ejemplo, a fin de alejar a la capa de arena estabilizada de los esfuerzos tangenciales impuestos a la superficie.

El objeto de este artículo no es volver sobre trabajos ya publicados sino mostrar que las técnicas de estabilización pueden ser extendidas a toda clase de arena. En efecto, los trabajos que se han ejecutado estos últimos años, lo han sido sobre todo a partir de arena de médano, vale de-

cir, una de las tantas que nos ofrece la naturaleza. Examinaremos en este artículo los resultados obtenidos en laboratorio sobre dos arenas que se las puede considerar como **casos extremos** por su naturaleza y por su granulometría.

- Una arena gruesa que no contiene "filler"

(arena de Loire).

- Una arena muy fina y limosa ("arena de conejo" de la (2) región Compiègne).

Ante todo recordaremos los métodos que en general se utilizan en laboratorio para el estudio de la estabilización de una arena.

MÉTODOS DE ESTUDIO EN LABORATORIO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LAS ARENAS

Creemos necesario resumir los métodos que han sido utilizados en los estudios que siguen. Nos extenderemos más especialmente sobre el método del Penetrómetro a Cono cuyo uso se está generalizando por su empleo fácil y que conviene particularmente al estudio de la estabilización de las arenas.

PENETRÓMETRO A CONO

El penetrómetro a cono, es un aparato que permite medir **la fuerza portante de un material**. El ensayo es, pues, interesante para el estudio de capas de fundación o apoyo de otra, pero sería insuficiente para las capas de rodamiento que deben resistir esfuerzos tangenciales. El ensayo se realiza sobre la fracción del material que pasa el tamiz 2 mm (IRAM N° 10) y conviene muy bien entonces, para el estudio de las arenas. Para descripción detallada del aparato (3) del que algunos laboratoristas se han servido ya (M. Peltier, etc.), para proponer los ensayos relativos a la **evaluación de la adherencia** de los ligantes bituminosos a los agregados, aconsejamos ver "Ligantes hidrocarbonados" de Duriez y Arrambide, entre otros.

Se deja penetrar en una probeta de materiales estabilizados, un cono con un ángulo de 90° en el vértice y cargado de un peso conocido. Se mide con ayuda de un comparador (precisión teórica 1/100 mm) la profundidad de penetración del cono. Conociendo esta superficie así como la carga total, se deduce la presión ejercida por el cono y la reacción desarrollada por la mezcla puesta a prueba.

El penetrómetro a cono está basado en la teoría de Prandtl relativa a la cohesión de un sistema granular en el caso de una masa semi-infinita cargada uniformemente (Shell Reprint N° 1:

"Factors influencing the structural stability of sand carpets" P. Alexander and J. F. T. Blott).

La experiencia ha mostrado que el valor encontrado para la portancia es independiente de la carga utilizada, lo cual confirma la teoría.

Por otra parte, el poder portante determinado por la penetración del cono concuerda muy bien con el calculado a partir del ángulo de frotamiento interno y de la resistencia inicial que son dadas por el ensayo triaxial.

Las mezclas a base de un ligante bituminoso tienen una cierta viscosidad de masa y la penetración del cono en el material ocurre a velocidad decreciente. En un gran número de casos existe una relación lineal entre la estabilidad y $1/\sqrt{t}$ siendo t el tiempo de hundimiento del cono.

El valor de la estabilidad S puede también ser extrapolado para un tiempo infinito de penetración del cono (Figura 1). Se puede escribir:

$$S = \frac{m}{\sqrt{t}} + Y$$

utilizando esta relación empírica se puede, pues, caracterizar la estabilidad de la mezcla para las dos constantes:

- La ordenada a origen Y = fuerza portante para un tiempo infinito.
- La pendiente de la recta m = factor de viscosidad de masa.

El valor de Y permite dar una medida directa a la capacidad de resistencia bajo la acción de una carga estática. Los valores de Y y m, utilizados en conjunto, permiten estimar el valor de la fuerza portante en función del tiempo de aplicación de la carga.

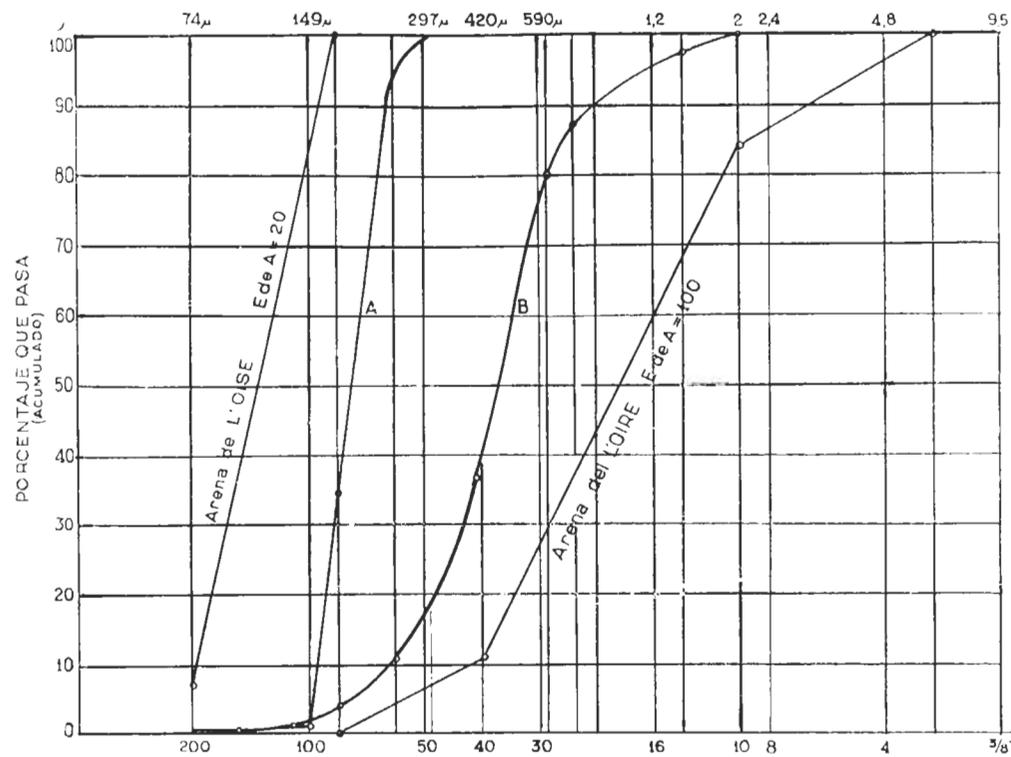
En general se mide la estabilidad para una duración de penetración del cono de un **minuto**. En este caso: $S = m + Y$.

Esto permite comparar de una manera fácil y rápida las mezclas estudiadas y en particular las variaciones de la fuerza portante en función del tiempo de secado.

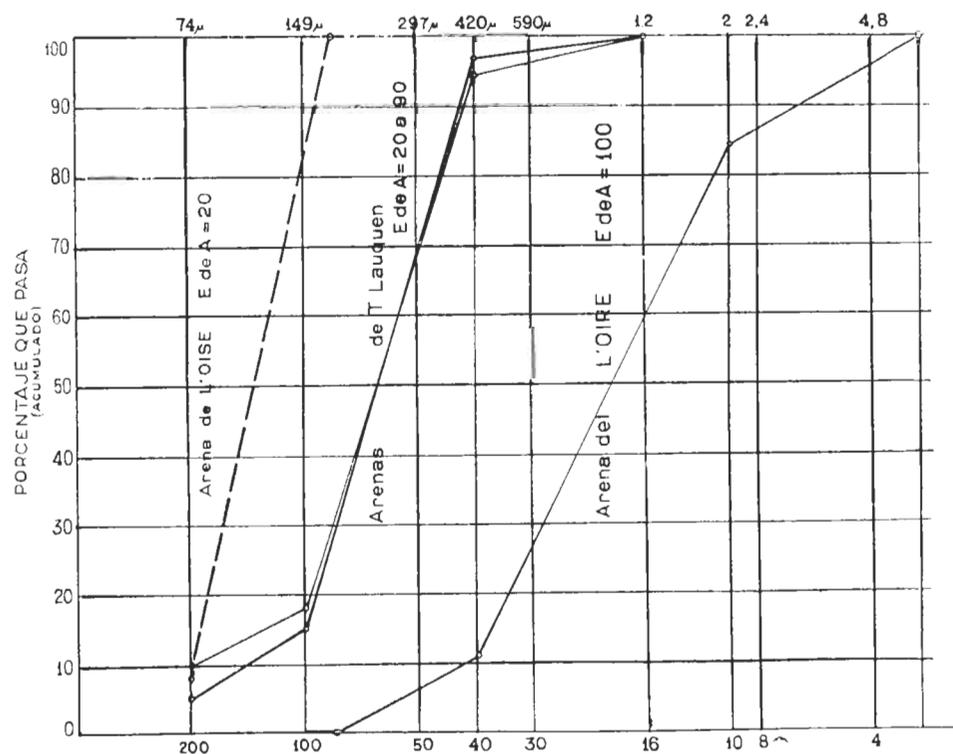
Para un tiempo de secado determinado, se obtiene por extrapolación, la estabilidad para un tiempo infinito de penetración del cono.

(2) "Arena de conejo" es una arena fina muy mezclada y revuelta que aprovecha el conejo para su cama y escondrijos. (n. de t.).

(3) Para una información completa sobre el aparato puede consultarse el artículo del Ing° Lilli, aparecido en la publicación N° 17 de D.V.B.A. o del Ing° V. Carri de B. A. B. I. C. S. A.



OBSERVACIONES: A y B son arenas de la Costa s/ Teruggi (L.E.M.I.J N° 77/1959)



GRÁFICOS COMPARATIVOS ENTRE ARENAS MOTIVO DE ESTE ESTUDIO Y ALGUNAS ARENAS DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

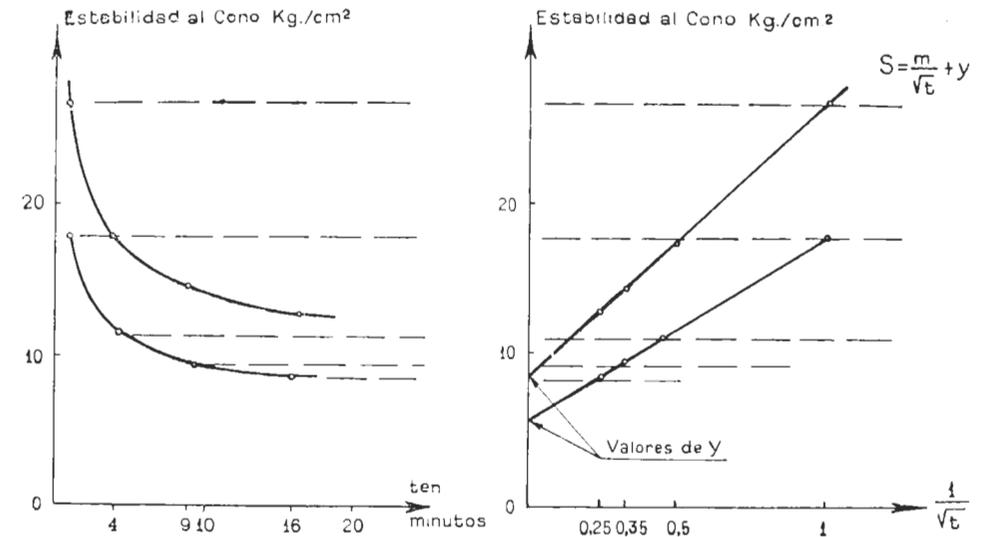


Fig. 1: Variaciones de la estabilidad en función:

- del tiempo de penetración del cono.
- de $\frac{1}{\sqrt{t}}$

ENSAYO DE COHESIVIDAD

Este ensayo se utiliza para la puesta a punto de una fórmula según el procedimiento "mezcla de arena húmeda". ("Wet Sand Mix"). Permite darse cuenta del tenor en agua y de las posibilidades de compactación de la mezcla estudiada. Se ejecuta de la manera siguiente:

Se coloca en una gran cápsula una cantidad suficiente de mezcla para obtener un espesor abundante de alrededor de 1,5 cm que se recubre de una capa de 5 cm de agua de cal. La mezcla se desmenuza, entonces, en el agua de cal removiéndola con un agitador. En seguida se golpea prolijamente con un disco de 2 cm de diámetro. Si la mezcla posee una cohesión conveniente, debe ser posible compactarla en una capa coherente que no se desintegre de manera apreciable cuando se sacude la cápsula agitando violentamente la lechada de cal.

ENSAYO DE PERMEABILIDAD

Este ensayo permite dar cuenta de las posibilidades de secado de la mezcla en el lugar de

ESTUDIO DE LA ESTABILIZACIÓN DE UNA ARENA DE LOIRE

Las mezclas usadas se han destinado a servir de capa superior de apoyo (bases) o para reforzar las capas de fundación existentes y deben ser obligatoriamente revestidas.

colocación. Es, en efecto, necesario, en este caso de estabilización en frío de arena húmeda ("wet sand mix"), determinar si esta mezcla es suficientemente permeable para dejar evaporar el agua y asegurar un "fragüe" satisfactorio en un tiempo conveniente.

El ensayo consiste en determinar el tiempo necesario para que un cierto volumen de aire, bajo una cierta presión, atraviese una muestra de mezcla convenientemente preparada.

Se puede considerar que la permeabilidad es conveniente si el tiempo de paso del aire a través de la muestra es inferior a 2 minutos. Esta condición es generalmente cumplida.

ENSAYO DEL TENOR DE AGUA

Se mide la absorción de agua después de inmersión total, en seguida de la compactación, o bien después de 7 días de secado, así como después de esta inmersión.

Se completan estos ensayos determinando la absorción de agua por capilaridad.

GRANULOMETRIA DE LA ARENA ESTUDIADA

La arena estudiada tiene las características siguientes:

Pasa	Retiene	Tamiz	
12,7 mm y 6,35 mm		6,35	0,4 %
6,35 mm "	2,00 mm N° 10		15,4 %
2,00 mm "	0,42 mm "	40	73,5 %
0,42 mm "	0,177 mm "	80	10,5 %
0,177 mm "	0,074 mm "	200	0,2 %
0,074 mm			0
Equivalente de Arena			100,00
Densidad real			2,61 k/l

Esta arena no retiene prácticamente elementos finos inferiores a 0,2 mm; la mayor parte de los granos están ubicados entre 0,42 mm y 2 mm (N° 40 y N° 10).

La experiencia adquirida sobre la estabilización de una arena análoga ha mostrado que es necesario tener una cierta cantidad de "filler".

La estabilización de esta arena ha sido, pues, estudiada después de la adición del 1% de cal y 3% de "filler" calcáreo.

Lo que sigue consigna los resultados obtenidos con las técnicas siguientes:

- 1º Estabilización en frío de la arena conteniendo 8% de agua por la técnica "wet sand mix" empleando como **ligante el S. R. O. a base de "cut-back" R. C. 3.**
- 2º Estabilización en frío de la arena seca con un "cut-back" R. C. 3; técnica "dry sand mix".
- 3º Estabilización en caliente por mezcla con bitumen puro 80/100 por una parte y "cut-back" 400/500 por otra.

C U A D R O I

ENSAYO DE MEZCLAS DE ARENA CON LAS RELACIONES:

96% DE ARENA DE LOIRE - 3% DE "FILLER" CALCÁREO - 1% DE CAL

T É C N I C A	MEZCLAS EN FRÍO "Wet Sand Mix"			"Dry Sand"	Mezcla en Caliente
	LIGANTES UTILIZADOS	S. R. O. elaborado con RC3 25/50	III		
Agregado (partes en peso)	100	100	100	100	100
Agua (partes en peso)	8	8	—	—	—
Ligante (partes en peso)	4	3,5	3	4	4
Ensayo de cohesividad	perf.	perf.	perf.	—	—
Ensayo de permeabilidad	7s.	6s.	6s.	—	—
Densidad aparente Proctor Mod.	2,14	2,12	2,10	1,97	1,97
Ensayo de estabilidad penémetro (compactación Proctor Modificado)					
Estabilidad 1 mín. al cono en kg/cm ² a 25°C					
después de 1 día de secado	2	5,7	10	2,4	1
después de 3 días de secado	5,7	15	29	6,4	1,8
después de 7 días de secado	20	37	70	16	4,5
después de 14 días de secado	22	60	90	17,5	5,8
Estabilidad para t=∞ después de 14 d/sec.	1,4	3,5	10,5	1,2	0,5
Ascensos capilares (probetas de 250 g compactadas a 45 kg/cm ²) en g:					
después de 1 día	2,5	5,8	3,9	1,8	2
después de 3 días	3,4	4,7	4,8	2,5	3,1
después de 7 días	4,2	5,4	5,8	3,2	3,7
después de 14 días	5,7	6,6	6,9	4,7	5
Inmersión total después de 7 días de secado (probetas de 250 g comp. a 45 kg/cm ²) ..					
% Pérdida de peso después secado ...	5,2	6,0	6,2	0,35	0,3
% de imbibición después de 1 día ...	5,2	4,8	6,1	3,2	3,1
% de imbibición después de 3 días ...	6,2	6,5	8,2	4,6	4,7
% de imbibición después de 7 días ...	8,2	8,5	9,9	6,8	6,7
Densidad aparente de las probetas	1,98	1,96	1,945	1,88	1,88

El Cuadro I da los resultados obtenidos en los ensayos de cohesividad, permeabilidad, estabilidad al penetrómetro a cono, ascensión capilar e inmersión, sobre las diferentes fórmulas adoptadas. No ha sido posible, por razones obvias, determinar el valor de la estabilidad por medio del penetrómetro a cono para la arena mezclada en caliente con asfalto duro 80/100. Los resultados obtenidos no eran coherentes en lo que concierne a la estabilidad después de un minuto de penetración y la determinación de la estabilidad para un tiempo infinito habría demandado ensayos extremadamente largos.

Las estabilidades a penetrómetro han sido determinadas sobre probetas compactas con los elementos del "proctor modificado".

Para los ensayos de absorción de agua después de la inmersión total y para la ascensión capilar, las probetas más pequeñas (5 cm de diámetro) se compactan con la prensa a razón de 45 kg/cm². Esta compactación da aproximadamente los mismos resultados que los obtenidos del Proctor normal.

Para poder comparar los métodos de mezcla-do en caliente con bitumen puro con los otros

métodos, fueron hechos ensayos Hubbard-Field para cada una de las fórmulas estudiadas (Cuadro II). Las probetas han sido secadas a 25° durante 7 días y después inmersidas en agua durante 4 días.

Las estabilidades Hubbard-Field han sido medidas a 25° C después del período secado e inmersión. El Cuadro II indica igualmente la relación de estabilidades obtenidas después de 4 días de inmersión y antes de inmersión.

DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Cuadro I: los resultados muestran que las mejores estabilidades al cono son obtenidas para el procedimiento "wet sand" y con dosificaciones en ligante bastante débil. Se notarán igualmente, las performances mejores obtenidas por la técnica "dry sand" con relación al mezclado en caliente con el "cut-back" 400/500. El "cut-back" R. C. 3 25/50, si bien mucho más fluido que el de viscosidad 400/500, pierde muy rápidamente su solvente y da después de algunos días de secado, mejores estabilidades.

C U A D R O II

ENSAYO HUBBARD - FIELD SOBRE LA MEZCLA:

96% DE ARENA DE LOIRE EN PESO - 3% DE "FILLER" CALCÁREO - 1% DE CAL

T É C N I C A	MEZCLA EN CALIENTE			MEZCLA EN FRÍO		
	LIGANTES USADOS	Bitumen puro 80/100	"Cut - back" 400/500	S. R. O. con "cut - back" RC 25/50	"Wet Sand Mix"	"Dry Sand Mix"
Agregados (en peso)	100	100	100	100	100	100
Agua (en peso)	—	—	—	8	8	8
Ligante (en peso)	3	4	4	4	3,5	3,0
Ensayo Hubbard-Field (t = 25; compactación 250 kg/cm)						
Densidad aparente	1,99	2,025	2,025	2,15	2,13	2,10
Pérdidas en peso en % de las probetas después de 7 días de secado	—	—	0,2	5,6	6,3	6
% de imbibición después de 7 días de secado + 4 días de inmersión	—	3,5	3,6	3,2	5	5,2
Estabilidad H.F. a 25° C (en kg) después de 7 días de secado	1800	2100	1250	1900	2180	2250
Estabilidad H.F. a 25° C (en kg) después de 7 días de secado + 4 días de inmersión .	—	1775	950	1525	1750	1800
H. F. sumergido						
Relación ————— .	—	0,84	0,76	0,80	0,80	0,80
H. F. no sumerg.						

Los ensayos de ascenso capilar y de absorción de agua después de 7 días de secado e inmersión, muestran que la arena estabilizada por las técnicas "dry sand" o "wet sand", si bien incluyen un porcentaje apreciable de vacíos, resisten correctamente a la acción del agua.

Cuadro II: en lo que concierne al ensayo Hubbard-Field que permite comparar las arenas mezcladas en caliente (con bitumen puro o con "cut-back" viscoso) y las "wet sand" se destaca primero que las densidades obtenidas son más bajas para las mezclas en caliente y en "dry sand" que para el "wet sand". Estos resultados indican que será más fácil con esta última solución, obtener en el obrador una compactación y una densidad correctas.

Las estabilidades Hubbard-Field son bastante comparables y todas aceptables. Con una débil dosificación en ligante (3%) las estabilidades están ligeramente en favor de la "wet sand". Esto proviene igualmente de las dificultades de compactación con que se tropieza al usar bitumen puro.

Los informes de las estabilidades Hubbard-Field, después de 4 días de inmersión y antes de inmersión, pueden todas ser consideradas como aceptables.

CONCLUSIÓN DEL ESTUDIO DE LA ARENA DE LOIRE

La estabilización en caliente de esta arena de Loire, desprovista de elementos finos, con el bitumen puro débilmente dosificado, parece una solución posible. Será necesario prever una prolijidad, particularmente en la compactación, verificando en obra las densidades obtenidas en el laboratorio. Exige dicha estabilización la utilización de una planta de mezclado con secador y por consiguiente un programa importante.

La utilización de un "cut-back" 400/500 dosificado débilmente y utilizado en caliente no parece interesante pues da performances mucho más débiles que las obtenidas con bitumen puro exigiendo además, la misma planta anterior.

ESTUDIO DE LA ESTABILIZACIÓN POR MEDIO DEL PROCEDIMIENTO "WET SAND MIX" APLICADO A UNA ARENA FINA MEZCLADA

El objeto del estudio es determinar las posibilidades de utilización de arenas finas locales por mezclado con una débil dosis de ligante bituminoso para constituir económicamente una capa superior de apoyo.

Estas arenas locales, finas y sucias, tienen curvas granulométricas bastante parecidas pero con

Entre las técnicas practicadas en frío, la solución "wet sand" aparece como la más favorable. Da performances superiores al "dry sand" y, si se la compara a la solución en caliente con bitumen puro o con "cut-back" muy viscoso, parece presentar las ventajas siguientes:

- Utilización de la arena húmeda, de donde la eliminación del secado;
- Facilidad de puesta en obra;
- Obtención de una buena densidad a consecuencia de una fácil compactación.

En este caso particular de arena de Loire, la fórmula que podría ser retenida sería la fórmula II o la III o una fórmula intermedia.

- Arena de Loire: 96 partes en peso.
- "Filler" calcáreo: 3 partes en peso.
- Cal: 1 parte en peso.
- Ligante S.R.O. a base de R.C.3.: 3 a 3,5 partes en peso para 100 partes de agregados.

La arena podrá ser muy húmeda puesto que el estudio ha sido hecho con 8 % de agua.

Con esta fórmula se obtiene:

- a) Después de 14 días de secado: buenas estabilidades al cono para 1 minuto (60 a 10,5 kg/cm²) y para un tiempo infinito (3,5 a 10,5 kg/cm²).
- b) Cifras convenientes para los ensayos de ascenso capilar y de absorción de agua después de 7 días de secado e inmersión.
- c) Una densidad aparente de 2,10 kg/l.

Queda bien entendido que estos resultados son válidos a condición de considerar el "wet sand" como una capa superior de soporte que será obligatoriamente revestida; si el tránsito de la ruta es importante, será necesario prever un revestimiento espeso. Se ha dicho ya que el grado de desgaste es función del espesor de la película del ligante sobre los granos. Con una dosificación tan débil, el desgaste sería muy rápido si se dejara esta arena estabilizada en contacto directo con la circulación.

porcientos que pasan T200 entre 7 % y 12 %, tan ligeramente plásticos que los límites de Atterberg son indeterminados (de ahí el uso obligado del ensayo E. de A. para el control de estas arenas, N. de t.).

La elección en este caso, recayó sobre una arena de Conchyles-Pots, que parecía la menos

mala, estaba disponible en grandes cantidades y fácilmente explotable. Sus características medias son las siguientes:

Pasa	Rechazo
0,42 mm (Nº 40)	0,177 mm 0,590
0,177 mm (" 80)	0,074 mm 92,5
0,074 mm (" 200)	7,00
Equivalente de arena	20,00

Este estudio se llevó a cabo por los procedimientos "wet sand" y "dry sand".

I) ESTUDIO DE LA ESTABILIZACIÓN DE LA ARENA C.-les-P. POR MEDIO DE LAS TÉCNICAS "WET SAND MIX" Y "DRY SAND MIX" CLÁSICAS

Ha sido estudiado ante todo un "wet sand" con 2 partes de cal y 4 partes de ligante.

El primer ensayo ha mostrado en seguida que la mala distribución del ligante y la falta de cohesividad obligaban, para esta arena, a utilizar cantidades más importantes de ligante. Un segundo ensayo "wet sand" clásico fue hecho con 8½ partes de S.R.O. que dio cohesividad pasable pero hizo caer la estabilidad.

Paralelamente se estudiaron dos fórmulas de "dry sand" (la arena estaba seca), con respectivamente, 4 y 6 partes de "cut-back" R. C. 6 25/50 sin adición de "filler". Los resultados se consiguan en el Cuadro III.

CONCLUSIÓN DE ESTE PRIMER ESTUDIO

La arena utilizada contiene elementos muy finos y un poco de limo; tiene una granulometría que no es escalonada, lo cual no es un elemento favorable para su estabilización.

La técnica del "wet sand", estudiada según el proceso habitual para determinar la cantidad de ligante a emplear, da una proporción del orden de 7 partes de ligante para 100 de arena en peso, lo que es muy elevado para obtener, por una parte, un precio de costo económico y, por otra parte, una resistencia muy elevada a las cargas.

Con la técnica "dry sand", el inconveniente más grande es el no estar seguro del tenor de agua durante toda la obra. Si el trabajo se efectúa con buen tiempo esta solución podría ser encarada, pero si las lluvias son frecuentes, habrá que secar la arena.

II) LA ADAPTACIÓN DE LA TÉCNICA "WET SAND" CLÁSICA A LA ESTABILIZACIÓN DE LA ARENA FINA Y SUCIA EN LAS CONDICIONES DE TRABAJO DE UN OBRADOR IMPORTANTE

Después de esos ensayos de estabilización por las técnicas "wet sand" y "dry sand", que no dieron soluciones satisfactorias desde el punto de vista de la resistencia, estabilidad y precio de costo, M. Hirsch, ingeniero de Puentes y Calzadas de Compiègne, indicó que él tenía prevista la utilización de una planta mezcladora importante para elaborar mezclas de superficie y que podía ser utilizada para realizar mezclas destinadas a capas superiores de soporte.

El estudio se retomó sobre las bases siguientes:

- Un "wet sand" en presencia de sólo 6 partes de agua para 100 partes de arena.

CUADRO III

ENSAYO	"Wet Sand" Nº 1	"Wet Sand" Nº 2	"Dry Sand" Nº 1	"Dry Sand" Nº 2
Arena	100	100	100	100
Agua	12	12	—	—
Cal	2	2	—	—
Ligante S.R.O al RC3 25/50	4	8,5	—	—
Ligante RC3 25/50	—	—	4	6
Homogeneidad	mediocre	baste, buena	buena	buena
Aspecto	bañado incompleto	pasable	un poco seca	conveniente
Cohesividad	nula	pasable	—	—
Permeabilidad	35"	52"	—	—
Densidad aparente post-Proctor	1.765	1.88	1.48	1.57
Densidad seca post-Proctor	1.55	1.59	1.425	1.48
Estabilidad en kg/cm ² a 25 °C:				
después de 1 día de secado	—	—	—	5.5
después de 3 días de secado	45	48	17	—

- Un "wet sand" sobre arena húmeda pero preparada a 50° ó 60° aproximadamente.
- Un "dry sand" sobre arena ligeramente húmeda.

Los diferentes ensayos se hicieron con 4% del ligante.

III) DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Comparemos los resultados obtenidos, por una parte, con el "wet sand" conteniendo 12% de agua y 4% de ligante (Cuadro III) y, por otra parte, con las 3 fórmulas estudiadas a continuación (Cuadros IV A y B).

En este caso particular y con dosificaciones en ligante también bajas, se prueba que el "wet sand" en frío conteniendo 6% de agua, tiene mejor cohesividad que el preparado con los 12% de agua. Sin embargo, a esta homogeneidad se la considera todavía insuficiente.

Por el contrario, el "wet sand" preparado a 50° es mucho más homogéneo, tiene mejor aspecto y una cohesividad suficiente. Este resultado es debido al hecho de que el ligante se repartía mejor sobre un agregado calentado, así sea ligeramente. El estudio de la estabilidad al penetrómetro a cono y de la invariabilidad al agua, muestra que la ganancia realizada es apreciable.

El "dry sand" es satisfactorio pero es inferior al "wet sand" preparado a 50° y su realización queda problemática pues será prácticamente imposible, con una arena tan fina, tener durante todo el tiempo de construcción un grado de humedad tan débil (3% máximo) sin prever un paso energético por el secador.

C U A D R O I V A

E N S A Y O	"Wet Sand Mix" en frío	"Wet Sand Mix" a 50 °C	"Dry Sand Mix"
Composición:			
Partes de arena seca	100	100	100
Partes de agua	6	7	3
Partes de cal	2	2	—
Ligante S.R.O con RC3 25/50 %	4	4	—
"Cut-back" RC 25/50	—	—	4
Temperatura al compactar	ambiente	50 °C	ambiente
Partes de agua al compactar	6	5	3
Homogeneidad	mediocre	conveniente	conveniente
Aspecto	"	"	"
Cohesividad	"	mediocre	—
Permeabilidad	15 segundos	14 segundos	—
Posibilidad de compactar bajo el agua	posible	posible	—

A — INFLUENCIA DEL AGUA SOBRE LA ESTABILIDAD

En tanto que se puede considerar que si el drenaje es satisfactorio y si la capa de rodamiento es estanca, la capa superior de soporte no estará sometida a una humedad importante, se puede preguntar, en cambio, si el agua no causará desgastes en el tiempo que transcurre entre la puesta en obra de la arena estabilizada y la ejecución de la carpeta. Esta es la razón por la cual se han efectuado diferentes ensayos de mantenimiento al agua.

1º — Influencia del agua antes del secado, inmediatamente después de la compactación

Inmediatamente después de la compactación se han hecho los siguientes ensayos:

- Absorción de agua por capilaridad.
- Estabilidad después de 7 días de inmersión.
- Absorción de agua por inmersión total.

Los resultados se consignan en el Cuadro IV B. Aunque la absorción de agua sea importante, se prueba que no hay destrucción ni hinchamiento para ninguna de las 3 fórmulas. Por el contrario, después de una inmersión de 7 días, el "wet sand" preparado en frío no presenta más ninguna estabilidad medible con el penetrómetro. El "dry sand" y el "wet sand" preparados, en cambio, a 50°, han conservado una cierta estabilidad (2 a 2,5 kg/cm²). Se puede considerar que después de compactar y antes de inmersión, la estabilidad para el "wet sand" preparado a 50° era casi 15 kg/cm².

C U A D R O I V B

	ENSAYO I		ENSAYO II		ENSAYO III	
	"Wet Sand" en frío Compact. Procter Normal	Compact. Procter Modific.	"Wet Sand" a 50 °C Compact. Procter Normal	Compact. Procter Modific.	"Dry Sand" Mix" Compact. Procter Normal	Compact. Procter Modific.
Estabilidad al penetrómetro a cono, en kg/cm ² a 25°						
después de 1 día a 25° ..	17	22	20	23.5	16	19.5
después de 3 días a 25° ..	23	30	25.5	30.5	22	28
después de 7 días a 25° ..	57	76	65	82	28	45
después de 14 días a 25° ..	75	120	87	140	35	92
Estabilidad a 25° para tiempo infinito	30	58	34	50	15	39
Densidad aparente	1.69	1.807	1.675	1.805	1.595	1.725
Densidad seca	1.535	1.645	1.54	1.66	1.49	1.615
Absorción de agua por capilaridad sobre "sand mix" inmediato a la compactación:						
Compactación estática a	45 kg/cm ²	75	45	75	45	75
Densidad aparente	1.65	1.698	1.64	1.70	1.575	1.585
Densidad seca	1.505	1.540	1.505	1.565	1.470	1.482
después de 1 día en g ..	31.5	30.8	32.2	31.1	33.1	32.5
después de 3 días en g ..	35.5	34.5	36.8	35.8	37	36
después de 7 días en g ..	38.1	36.3	39.8	40.3	42.8	42
después de 14 días en g ..	39.5	37.8	42.1	42.5	44.2	43.7
Absorción de agua por inmersión total inmediata a la compactación:						
después de 1 día	16%	13.9	17.1	17.3	17.5	16.8
después de 3 días	18	14.8	18.5	18.8	18.4	19.3
después de 7 días	18.5	16.5	20.1	19.7	20.6	20.8
Destrucción o hinchamiento ...	nulo	nulo	nulo	nulo	nulo	nulo
Estabilidad al cono después de esta inmersión	nula	nula	2 kg/cm ²	2.5	2.1	2.5
Absorción de agua por inmersión total después de 7 días de secado:						
después de 1 día	7.2	7.3	8.3	8.5	8.4	8.6
después de 3 días	8.8	8.6	8.9	9.3	9.1	9.3
después de 7 días	9.6	9.2	10.1	10.4	10.2	10.8
Estabilidad al cono después de inmersión	12	18	32	47	15	24

2º — Influencia del agua sobre el secado del "wet sand" preparado a 50°

Como la estabilidad se manifestó un poco baja: después de la inmersión previo secado, resultaba interesante estudiar el secado en presencia de agua.

Se efectuaron los ensayos siguientes, sobre una probeta de "wet sand" preparada a 50°: una

muestra preparada en un molde C. B. R. con compactación a "Procter modificado", se sometió cada mañana durante 14 días a una lluvia artificial con duración de una hora. Las medidas de estabilidad al penetrómetro a cono se hicieron cada día antes de la lluvia. Se obtuvieron las estabilidades siguientes en función del tiempo de secado:

Tiempo de secado en días						
1	2	3	4	7	10	14
Estabilidad en kg/cm ² a 20°						
20	23	27	35	47	83	110
% de agua absorb. p/muestra						
0,3	0,5	0,85	1,15	1,3	1,3	1,35

Estos ensayos muestran que la lluvia no impide el secado; éste solamente es demorado. En efecto, una estabilidad de 82 kg/cm² se obtenía a 7 días de secado a 25° sin lluvia; aquí se obtuvo en 10 días de secado con lluvia (Cuadro IV B).

Se pueden explicar estos resultados por el hecho de que el agua acumulada en la superficie por la lluvia artificial no se puede evacuar más que por escurrimiento lateral. La humedad resultante es muy superficial; el agua escurre por la superficie que moja difícilmente. Se observará entonces, que las absorciones de agua son muy débiles.

3º - Influencia del agua después del secado

Después de 7 días de secado a 25°, se inmergieron las probetas correspondientes a las 3 fórmulas. Después de los 7 días de inmersión se midieron las estabilidades al cono (Cuadro IV B). Se observa que la cantidad de agua absorbida es mucho menor que si la probeta se sumerge de inmediato a la compactación.

La estabilidad disminuye fuertemente para el "wet sand" preparado en frío. Caer a menos de ¼ de su valor inicial. Para el "wet sand" preparado a 50° esta caída es bastante menor. La relación de la estabilidad después de inmersión y antes de inmersión era:

$$\frac{2,5}{15} = 0,17$$

$$\frac{47}{82} = 0,57$$

Se ve que la relación aumenta a medida que se sigue con el secado.

4º - Conclusión

Los ensayos de inmersión completa efectuada a continuación de la compactación pueden parecer, "a priori", bastante poco favorables. Estos ensayos se realizan en condiciones muy duras, (inmersión total durante 7 días de inmediato a la compactación) que quizá no se encuentren nunca en la práctica (sería el caso de terminar

la compactación con neumático y que sobreviniera una inundación del camino).

La segunda serie de ensayos ha mostrado que una lluvia diaria no demoraba más que ligeramente el secado.

Se ha mostrado seguidamente que la influencia del agua (por inmersión completa) sobre la estabilidad del "wet sand" preparado a 50° disminuye muy rápidamente a medida que se efectúa el secado. Se puede decir que después de 7 días de secado las caídas de estabilidad por inmersión total se vuelven muy débiles y que después de esa espera, la mezcla adquiere y conserva una estabilidad notable, aún en presencia del agua.

B - PELIGROS DE DEFORMACIÓN PLÁSTICA

Las arenas estabilizadas con ligantes bituminosos y empleadas con fuerte espesor dan la idea, "a priori", que corren peligro de deformación plástica, principalmente en períodos de calor. Por esta razón nos ha parecido interesante determinar las estabilidades a temperaturas superiores a 25°. Los ensayos han sido llevados a cabo en 35° y 45°. En ciertas regiones, la superficie de la ruta puede alcanzar temperaturas superiores, pero como ocurre que las arenas estabilizadas están siempre protegidas por un revestimiento más o menos espeso, se puede pensar que tales temperaturas son suficientes para dar una idea de la susceptibilidad de las arenas estabilizadas durante el período caluroso.

Se hallará pues, sobre la Figura 2, la curva representativa de la variación de la estabilidad a un minuto con penetrómetro a cono en función de la temperatura para la arena estabilizada por la técnica "wet sand" después de pasar ligeramente por el secador, compactada, por una parte, con "Proctor normal" y, por otra parte, con "Proctor modificado".

Se ve que si la temperatura aumenta, la estabilidad decrece sensiblemente manteniéndose todavía en valores aceptables. Es de 92 kg/cm² a 35° y todavía de 70 kg/cm² a 45° para la compactación "Proctor modificado".

Estas cifras muestran que los peligros de deformación plástica durante el período caliente no son de temer.

C - INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN

A continuación se ubican los gráficos siguientes: - Variación de la estabilidad en función de la densidad seca después de 7 días de secado para las 3 soluciones estudiadas (Figura 3).

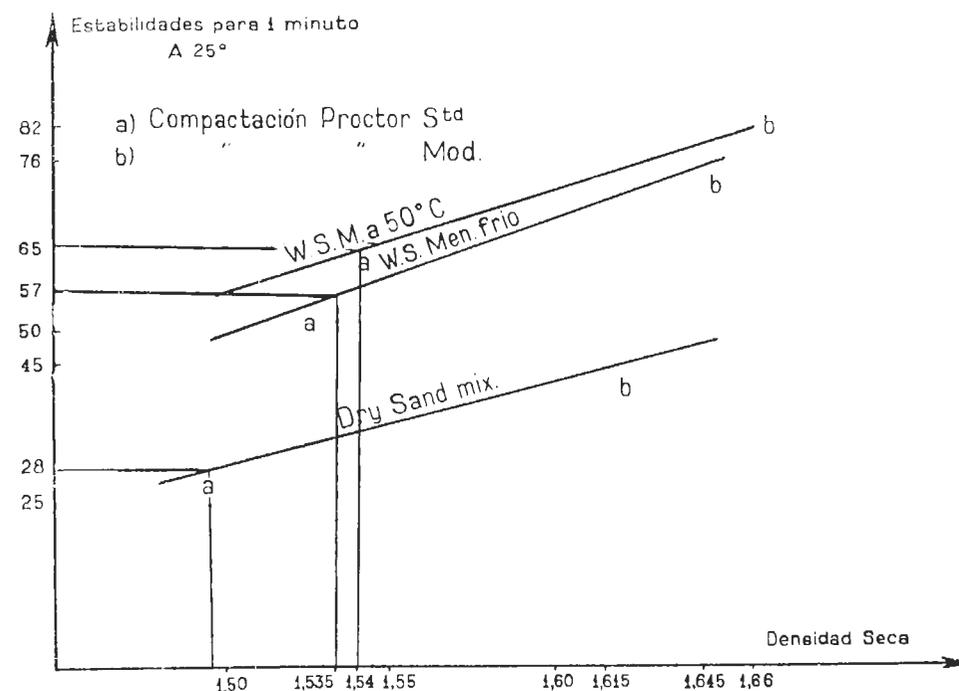
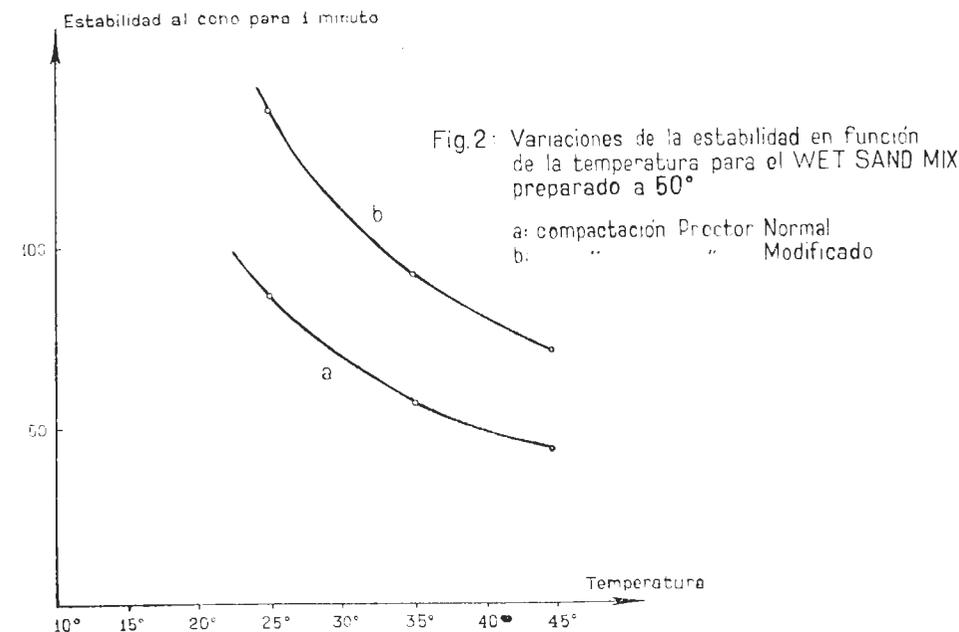


Fig 3: Variación de la estabilidad a 1 minuto en función de la densidad seca (después de 7 días de secado)

MODIFICACIONES

AL

MANUAL

DE

CAPACIDAD

DE

CAMINOS

Por el Ingeniero

JUAN M. M. CORVALAN

Jefe de la División Proyectos, Departamento
Estudios y Proyectos

En setiembre del año pasado, en Kansas City, Missouri, se realizó una reunión del Bureau of Public Roads para tratar una serie de tópicos locales. Entre ellos se comentó, por intermedio de Mr. J. B. Kemp, Presidente de la Comisión de Revisión del Highway Capacity Manual, una modificación al manual citado.

En dicha oportunidad se pidió reserva —por un año— hasta tanto el tema fuera tratado en el H.R.B. y se aprobara para su publicación. Transcurrido el plazo, me siento liberado del compromiso y pasamos a señalar las modificaciones que se han de introducir.

Como sabemos, el diseño de un camino —el diseño geométrico— está plenamente vinculado al problema Capacidad. En líneas generales, los cambios en el Manual no van a ser totales sino parciales. Por ejemplo, proponen la introducción de un nuevo concepto que llaman "Level of Service" (Nivel de Servicio) como agregado al ya conocido concepto de capacidad posible. Proponen cambiar esas definiciones como la capacidad básica posible y capacidad práctica por varios "Niveles de Servicio" ("Levels of Service"). Fueron definidas en reuniones preliminares en Los Ángeles y New York en años anteriores: "Level of Service": "es la calidad de servicio prevista por un determinado tipo de camino". Dicha "calidad de servicio" involucra, en consecuencia, los siguientes factores:

- 1) Velocidad y Tiempo de Viaje.
- 2) Interrupciones del Tránsito.
- 3) Libertad de Maniobra del Conductor.
- 4) Seguridad.
- 5) Comodidad en la Conducción del Vehículo.
- 6) Costos de Operación.

Cada uno de estos factores se justifica en el estudio que encara el Comité de Revisión del Manual;

1) **Velocidad y Tiempo de Viaje:** se considera que no sólo debe incluir la velocidad legal máxima sino también el tiempo total de viaje con que puede realizarse el mismo usando el camino en estudio, la llamada "over all travelspeed", que en realidad deberá ser a nuestro juicio "overall travel time", porque se trata de un tiempo.

2) **Interrupción de Tránsito:** se considera que deberá incluir el número de detenciones por kilómetro y el número de aceleraciones y desaceleraciones que se producen, en consecuencia, a lo largo del camino.

3) **Libertad de Maniobra:** deberá estar íntimamente vinculada al mantenimiento de la velocidad máxima legal establecida. Es decir, que deberá preverse para facilitar la marcha a esa velocidad.

4) **Seguridad:** se estima que deberá incluirse en el Manual de manera que no sólo incluya el número de accidentes sino también los peligros potenciales.

5) **Comodidad en la Conducción:** esto incluye las condiciones del camino tanto como su geometría que, desde luego, afectan a la comodidad del conductor. Debe incluir también la información sobre existencia, a lo largo del camino, de "ser-

vices" (nafta, lugares de descanso, etc.) para conveniencia y comodidad del conductor en su viaje.

6) **Costos de Operación:** incluye el costo total del vehículo en el camino.

Desde luego que, diferentes tipos de caminos, deberán tener diferentes "Niveles de Servicio".

Por ejemplo, una autopista "freeway", con intersecciones a distinto nivel, un "expressway", con intersecciones a nivel, un camino principal o un camino comunal o uno secundario, pueden tener diferentes "Niveles de Servicio". (Tal vez vendría llamarlas "condiciones de servicio" en lugar de "Niveles de Servicio" que es la traducción casi literal de "Level of Service").

Por otra parte, estas diferentes condiciones pueden, a su vez, subdividirse en rurales, urbanas y suburbanas, tanto en caminos de 2 o de más trochas.

El Comité de Revisión del Manual de Capacidad estima necesario establecer esas **Condiciones de Servicio** y lo van a incorporar en el nuevo a salir dentro de poco tiempo.

Las variaciones en rangos de velocidad reflejan las condiciones requeridas en los 6 ítemes citados por el Comité de Revisión y que, en consecuencia, están ligados estrechamente al concepto de Capacidad. Y hasta se puede obtener un sinnúmero de **Condiciones de Servicio** de los 6 puntos enunciados, para cada caso en particular. (Especialmente en nuestra Provincia con su elevado porcentaje de camiones).

Las "condiciones de servicio" propuestas por el Comité de Revisión son:

I— PREVALECIENDO CONDICIONES DE TRÁNSITO

A— **Todos los vehículos marchando a velocidad más o menos uniforme**, inferior a 55 km/h. Poca o ninguna facilidad de maniobra, condiciones inestables que muchas veces conducen a muy bajas velocidades. En consecuencia reducción de capacidad y el agregado de detenciones intermitentes.

B— **Velocidades ligeramente inferiores a 65 km/h.** En función del camino, geometría, etc. Maniobrabilidad restringida. Fluctuaciones en el tránsito o eventuales obstrucciones que puedan causar cierta reducción de velocidad apreciable o aún temporarias detenciones.

C— **Velocidades de unos 65 km/h.** No hay demoras notables. Se supone que no predominan en

el camino condiciones de riesgo o restricciones de maniobra, en especial en zonas bien desarrolladas geométricamente o aún donde predominan viajes cortos, como bien puede ser en algunas zonas suburbanas de nuestra campaña.

D— **Velocidades de alrededor de 80 km/h.** Predominando en cierto modo los viajes largos aún cuando afectados por tránsito local.

E— **Velocidades libremente adoptadas.** Por el propio conductor de acuerdo a su deseo. Velocidad de operación (V 85 porcentual). En general en este tipo E de Condición de Servicio existe poca influencia de vehículos de tránsito local. Pueden desarrollarse velocidades entre 80 y 100 km/h y tal vez más según las condiciones de la autopista.

En definitiva, el Comité de Revisión del Manual considera de suma utilidad introducir ese concepto de los 5 niveles o Condiciones de Servicio en el de **Capacidad**.

Para ello han seleccionado capacidades para corrientes ininterrumpidas de tránsito para:

- Rasante horizontal (máxima pendiente 0,35 por ciento a 0,505.
- Trochas de 7,30 de ancho.
- Sin vehículos comerciales (nosotros podemos y debemos agregarles el equivalente en camiones como indica actualmente el Manual de Capacidad).

Condición de Servicio	Camino de 2 Trochas Ambas Direcciones	Caminos Multitrochas	
		Dos trochas una dirección	Trocha Adicional
	V.P.H.	V.P.H.	V.P.H.
A	2.000	4.000	2.000
B	1.700	3.600	1.800
C	1.500	3.000	1.500
D	900	2.000	1.000
E	600	1.400	700

Como puede verse han introducido variantes sumamente interesantes y sugestivas en relación a las actuales del Manual.

Especialmente estimamos de gran aplicación lo referente a 2 trochas, en ambas direcciones; no olvidemos que debemos afectar esos números por el coeficiente de equivalencia de camiones.

Creemos que con estos datos se van a ir solucionando unos cuantos problemas nuestros. Evidentemente, los números que figuran en la tabla precedente son para condiciones ideales y deberán afectarse —como digo— de factores de acuerdo a las condiciones del camino de cada zona y de las condiciones de tránsito del mismo. Hasta podría decirse que la capacidad posible podría computarse por la aplicación de factores de corrección para las condiciones específicas de un camino de Condición de Servicio E o D para muchos de nuestros caminos.

Las 5 Condiciones de Servicio representan una parte de todas las Condiciones de Servicio que pueden obtenerse mediante un estudio prolongado y desarrollado. El Comité considera que esos 5 puntos sólo representan 5 puntos en la curva de niveles o Condiciones de Servicio.

Quiere decir que podrían alternarse otras Condiciones de Servicio en función del diseño, tránsito, etc., y es lo que van a hacer en el poco tiempo que tienen para preparar y publicar el Manual corregido.

Séptimo Concurso de Trabajos Viales

R E S O L U C I Ó N Nº 89/965

Corresponde al Expte. 2410-1486/65

La Plata, 16 de marzo de 1965.

Visto que por estas actuaciones Jefatura Técnica propicia la realización del VII Concurso de Trabajos Viales para empleados de la Repartición, que desde 1959 se viene materializando en ocasión de celebrarse el "Día del Camino"; y

CONSIDERANDO:

Que el éxito de tal concurso queda evidenciado por la cantidad y calidad de los trabajos que se han presentado en los certámenes anteriores, y el esfuerzo en conjunto refleja interés de capacitación y redmda en prestigio de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires;

Que se ha creído conveniente y oportuno encarar en estos momentos dicho certamen, a fin de posibilitar, con la antelación suficiente, la preparación de los temas por parte de los interesados, habiéndose previsto a ese efecto algunas modificaciones circunstanciales en las bases proyectadas;

Que la Comisión Única se ha pronunciado en forma favorable, habiéndose aprobado su despacho en la sesión celebrada el día 10 de marzo del corriente año;

Por todo ello, el DIRECTORIO DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES, en uso de sus atribuciones,

R E S U E L V E :

1º — Autorizar la realización del VII CONCURSO DE TRABAJOS VIALES, en condiciones similares a los aprobados anteriormente, en el que podrá participar la totalidad del personal de la Repartición.

2º — Aprobar las siguientes bases que regirán en dicho concurso:

- Los trabajos podrán tener una extensión ilimitada y versarán sobre asuntos referentes a Vialidad e inéditos, a juicio exclusivo del Jurado, debiendo ser presentado en original y dos copias escritas a máquina o manuscritas.
- Dichos trabajos se harán llegar a la Presidencia de la Repartición antes del 30 de agosto del corriente año debiendo expedirse el Jurado entre esa fecha y el 10 de setiembre del mismo año, procediéndose a la entrega de los premios en el acto de realizarse en celebración del Día del Camino 1965.
- Quedan instituidos en calidad de premios los siguientes: Primer Premio pesos 50.000 m/n; Segundo Premio \$ 30.000 m/n; Tercer Premio \$ 20.000 m/n. Es privativo del Jurado la no adjudicación de uno o más de los premios establecidos.
- Sin perjuicio de lo dispuesto en el artículo anterior queda facultado el H. Directorio para acordar otros premios a propuesta de la Comisión que estudie los trabajos.
- El Jurado estará integrado por el Señor Vicepresidente Ingº Enrique Humet, el vocal Ingº Adolfo P. Grisi y el señor Ingeniero Jefe Ingº Julio C. Astuti.
- Dejar establecido que para la valoración de los trabajos que presenten los sectores administrativos y obreros, el Jurado aludido en el artículo anterior quedará integrado también con los señores Jefes de los Departamentos Administrativos, Con-

table, Jurídico y Talleres. Este Jurado deberá considerar cada trabajo dentro de su valor intrínseco respecto de los restantes.

g) Los trabajos premiados se publicarán en la colección técnica o en la revista de la Repartición.

h) La presentación de los trabajos por parte de los interesados podrá hacerse a partir de la notificación de la presente resolución, fijándose como fecha de cierre de recepción de los mismos el día 30 de agosto del año en curso.

i) Este concurso se realizará entre el personal de la Dirección, exclusivamente.

3º — Regístrese, comuníquese a quienes correspondía; fecho, previa notificación de los señores miembros del Jurado, pasen estas actuaciones a Jefatura Técnica para su conocimiento y efectos.

CONTRATOS FIRMADOS POR LA D. V. B. A.

MESES DE MAYO DE 1963 A DICIEMBRE DE 1964

OBRA	Partido	Contratista	Monto m\$N	Fecha
Construcción de un puente para el cruce en bajo nivel, calle 520 con vías FCNG Roca, La Plata	La Plata	J. C. Cura	11.568.600,50	11- -6-63
Mejoramiento del camino de Acceso pavimentado a Empalme Lobos, camino Lobos - Navarro	Lobos	R. J. Orazi	4.054.191,75	17-10-63
Construcción de obras básicas y pavimento flexible en el camino Ruta Nac. 33, Guaminí - Trenque Lauquen, 1er. tramo y Acceso a Cashas (Cesión de contrato)	Guaminí	Solari Bacigalupi S. A. y Bacigalupi De Stefano S. A.	93.323.769,82	22-10-63
Ensanche de puente y reconstrucción superestructura de otro, ambos s/ Aº El Pescado camino La Plata - Magdalena - Ruta Peial. 11	La Plata	López Uhalde y Anacleto	2.565.242,00	5-11-63
Alcantarillas tipo cerrado sobre Zanjón s/n próximo a Escuela Nº 10 s/zanjón Talita y Aº El Tala cruce con Ruta 11 tramo Río Salado Canal 15 ..	Castelli	Pro.Fi.Co.	1.653.311,00	6- 7-64
Repavimentación del camino de Acceso a Azul de Ruta Nac. Nº 3. Pavimento flexible ...	Azul	Marengo S. A.	18.210.110,62	20- 7-64

Segundo Congreso Vial Municipal

De la Provincia de Buenos Aires

MAR DEL PLATA, 27 AL 31 DE MARZO DE 1965

El régimen de Coparticipación Vial Municipal, en vigencia desde 1958, es para las comunas de la Provincia de Buenos Aires un aporte de extraordinarias proyecciones en el campo vial municipal y cuyos beneficios son muy apreciados por toda la comunidad. La acción mancomunada de las autoridades Municipales y de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires están rindiendo los frutos que fueran esperados al crear este régimen.

Las reuniones periódicas que los intendentes municipales realizan en los doce Consejos Zonales de Vialidad, para cambiar ideas y discutir problemas regionales, han llegado a formar una clara y firme conciencia de la importancia que reviste la obra caminera para el progreso económico de las comunas, cuya consecuencia se traduce en un decidido y entusiasta sentido de trabajo y superación.

La incorporación de las Comisiones Viales, a esa tarea, ha sido un éxito. Ha tenido la virtud de incorporar en el quehacer vial municipal a un sector muy importante de la población activa, de la promoción industrial, el comercio y el agropecuario, cuyos integrantes, todos vecinos, directamente interesados por el camino, hoy se encuentran por este dispositivo mancomunados en esta obra importante con las autoridades municipales y con Vialidad de la Provincia.

En firme empeño la Dirección de Vialidad afirma la actividad de estas Comisiones Viales mediante un adecuado asesoramiento técnico para perfeccionar los programas de trabajo así como el concretamiento de los proyectos de obras, su construcción y la correspondiente conservación. El cumplimiento de esta política radica en el equipamiento adecuado de las comunas y la capacitación de su personal.

Abrigamos la esperanza de que el II Congreso Vial Municipal ha de ser una espléndida oportunidad para reunir a los distintos sectores interesados en los problemas de la Vialidad Municipal. Será una oportunidad interesante para intercambiar, entre las comunas, toda la valiosa experiencia reunida en los años de trabajo ya transcurridos y debatir los diversos tópicos legales, financieros, técnicos y administrativos, que conduzcan al perfeccionamiento de la futura tarea que tanto a Vialidad como a las comunas tocará seguir realizando para un mayor beneficio de la comunidad.

PONENCIAS PRESENTADAS

AUTORES

- Escuela para instruir conductores de máquinas viales. Ing. Marcos Abranzon. Municipalidad de Berazategui.
- Servicios de reparaciones de emergencia de máquinas viales. Ing. Marcos Abranzon. Municipalidad de Berazategui.
- Comentario con respecto a la ley de caminos, cercas y tranqueras. Agrim. Daniel S. Achával. Dirección de Geodesia.
- Necesidad de organizar un sistema de represión para el mejor ordenamiento vial y del tránsito. Ing. Roberto Amado. Departamento Construcciones. D.V.B.A.
- Técnicos y laboratorios en los municipios. Ing. Tomás Amideo. Departamento Construcciones. D.V.B.A.
- El Comité de Seguridad en el Tránsito de la Provincia de Buenos Aires, debe ser un directo colaborador del Consejo Vial Intermunicipal. Agrim. Arturo E. Ariza. Congreso Vial Municipal.
- El Congreso Vial Intermunicipal será el ente encargado de todo lo dispuesto por el Congreso Vial Municipal. Agrim. Arturo E. Ariza. Congreso Vial Municipal.

- Contribución al II Congreso Vial Municipal. **Conts. Vicente R. Arturi - Osvaldo J. Prandi**. Departamento Contable. D.V.B.A.
- Control de seguridad mecánica de los automóviles. **Automóvil Club Argentino**.
- Estacionamiento en zonas urbanas y suburbanas. **Automóvil Club Argentino**.
- Normas para la emisión de licencias de conductor en la provincia de Buenos Aires. **Automóvil Club Argentino**.
- Señalización urbana y suburbana. **Automóvil Club Argentino**.
- Las estaciones de servicio de automotores en las rutas troncales. **Ing. Manuel R. Balarino**. Departamento Construcciones. D.V.B.A.
- Planeamiento Vial Municipal. **Ing. Reinaldo R. Barrientos - Agrim. Hugo L. Orlando**. Departamento Estudios Técnicos y Económicos. D.V.B.A.
- Zonas especiales en las banquetas para la carga de animales. **Ing. Adolfo E. Bellocq**. Zona VII. D.V.B.A.
- Preservación y señalamiento de lugares históricos a lo largo de las rutas nacionales y provinciales. **Agrim. Carlos F. Berri - Sr. José M. Prado**. Dirección de Geodesia.
- La cooperación de la Dirección de Hidráulica en el desarrollo Vial Municipal. **Ing. Oscar J. Bianchi**. Zona II. Dirección de Hidráulica.
- Sistema Vial-Municipal. **Dr. Homero C. Bibiloni**.
- Creaciones de oficinas de Tránsito. Oficina especializada en problemas de tránsito. Excesos de pesos en vehículos. Señalización. **Agrim. Juan A. Bilbao**. Sección Tránsito. D.V.B.A.
- Adquisición de equipos usados por parte de las municipalidades. **Agrim. Constante Bilotta**. Coordinación Municipal. D.V.B.A.
- Construcción de refugios con régimen de autofinanciación. **Concejal José M. Boero**. Concejo Deliberante de Gral. San Martín.
- Ente coordinador para la construcción de cruces ferroviarios. **Concejal José M. Boero**. Concejo Deliberante de Gral. San Martín.
- Plurificación de las vías de acceso a la Capital Federal y de comunicación intercomunal. **Concejal José M. Boero**. Concejo Deliberante de Gral. San Martín.
- Vías de acceso al centro tradicionalista de San Antonio de Areco. **Concejal José M. Boero**. Concejo Deliberante de Gral. San Martín.
- Características geométricas de los caminos municipales en relación a su importancia y al tránsito. **Agrim. Reynaldo M. Cabana**. Departamento Conservación. D.V.B.A.
- Redes viales. Caminos y obras especiales. **Sr. Luis Calissano**. Dirección Promoción de Turismo. Buenos Aires.
- Colaboración que ofrece la Cámara Argentina de la Construcción, Delegación Provincia de Buenos Aires a los municipios. **Cámara Argentina de la Construcción**.
- Adecuación de las disposiciones de la Ley Orgánica de las Municipalidades (Decreto-Ley 6769/58). **Cámara Argentina de la Construcción**.
- Construcción de obras viales urbanas, suburbanas y rurales con participación de vecinos en el partido de La Plata. **Sr. Alberto T. Carpignano**.
- Creación de 12 escuelas de capacitación para el personal equipista y ayudante de equipista de máquinas viales. **Sr. Nicolás Ciarmela - Sr. Antonio Astorgano**. División Inspección Administrativa de Zonas. D.V.B.A.
- Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. **Sr. Nicolás Ciarmela**. División Inspección Administrativa de Zona. D.V.B.A.
- Medidas para el aprovechamiento integral de equipos viales. **Agrim. Ernesto Cilley Hernández**. Dirección Municipal de Vialidad de Gral. Pueyrredón.
- Calles colectoras. **Colegio de Agrimensores de la Provincia de Buenos Aires**.
- Evitar accidentes de tránsito con una acción educativa entre los niños. **Comité de Seguridad en el Tránsito de la Provincia de Buenos Aires**.
- Procedimiento para evaluar la necesidad de protección en los cruces ferroviarios. **Ing. Juan M. M. Corvalán**. Departamento Estudios y Proyectos D.V.B.A.
- Creación de un fondo especial para financiación de obras viales rurales. **Sr. Oscar F. Costa**. Dolores.

- Plan de caminos fomento del turismo. **Sr. Ernesto Craig**. Intendente Municipal de Monte.
- Ferias ganaderas - Su instalación frente a rutas troncales y normas a prever. **Téc. Mario Cuniolo**. Zona I. D.V.B.A.
- Pavimentación de acceso a ciudades, pueblos y villas. **Ing. Edel V. Daroqui**. Municipalidad de Quilmes.
- Creación de una oficina especializada en aspectos de Vialidad dentro de las comunas. **Departamento Estudios Técnicos y Económicos**. D.V.B.A.
- Que la Ruta Provincial 67 se denomine "Camino del Hilo". **Dirección de Geodesia. Sr. José M. Prado**.
- La superficie de los partidos debe tomarse íntegra. **Sr. Calixto Dellepiani**.
- Las comunas deberán ser clasificadas y reunidas en consejos Urbanos y Rurales. **Sr. Calixto Dellepiani**.
- El levantamiento físico de la red de caminos municipales. **Divisiones Trazados y Programación Vial de la D.V.B.A.**
- Construcción de alcantarillas prefabricadas pretensadas. **División Obras de Arte**. D.V.B.A.
- Camino interbalneario. **Dr. Lázaro Freidemberg - Sr. Constantino Figueiras**.
- Proyecto de organización y funcionamiento de un ente vial municipal. **Agrim. Mario D. García**.
- Algunas secciones típicas de hormigón pretensado. **Ing. Pedro García Gausi**. Departamento Estudios y Proyectos. D.V.B.A.
- Obtención de los terrenos necesarios para apertura, ensanches v/o rectificaciones, de caminos de la red municipal. **Ing. G. Oscar Grandi**. Departamento Estudios y Proyectos. D.V.B.A.
- Sistema de trabajos "por tanto". Dotar a cada Consejo Zonal de un avión. **Sr. Jorge O. Harguindeguy**. Intendente Municipal de Rivadavia.
- Coordinar la participación activa de los consorcios camineros del Instituto Agrario. **Instituto Agrario de la Provincia Buenos Aires (Ley 6.264)**.
- Incorporar al seno de la Comisión Municipal un delegado del Consorcio de la Colonia. **Instituto Agrario Provincia Buenos Aires (Ley 6.264)**.
- Planificar el aprovechamiento de las zonas de préstamos de caminos. **Instituto Agrario Provincia Buenos Aires (Ley 6.264)**.
- Estudio estadístico sistemático para determinar valores brutos de "primera venta". **Instituto Agrario Provincia Buenos Aires (Ley 6.264)**.
- Cursos de capacitación para el proyecto y ejecución de los pavimentos de hormigón. **Instituto del Cemento Portland Argentino**.
- Las competencias de regularidad con automotores, como eficaz contribución a la educación vial del conductor y a la seguridad en el tránsito. **Sr. Bufino Jurado**.
- Levantamiento de la red de caminos de las comunas. **Sr. Severino M. La Torre**. Municipalidad de Quilmes.
- Campañas de educación Vial. **Sr. Juan Lis**. Zona XI. D.V.B.A.
- Interferencias de los servicios ferroviarios al tránsito automotor, en los centros urbanos. **Secretaría de Obras Públicas y Urbanismo de la Municipalidad de Lanús e Ings. César J. Luisoni, Víctor Testoni, León Embón y Adolfo Giacobbe**.
- Tarifas preferenciales para transporte de materiales pétreos, cementos, etc. **Sr. José E. Lunghi**. Intendente Municipal de Tandil.
- Control de equipos de Vialidad por parte de las comunas. **Sr. José E. Lunghi**. Intendente Municipal de Tandil.
- El Código de Tránsito con referencia a las rutas con calzadas de 3 metros. **Ing. Juan J. Mac Mahon**. Zona I. D.V.B.A.
- Modificación del sistema impositivo reemplazando la tasa por hectárea, por tasa en base a producción. **Ing. Juan J. Mac Mahon**. Zona I. D.V.B.A.
- Mecanización de la actual actividad de los agentes "camioneros". **Sr. Belarmino P. Martín**. Intendente Municipal de General Belgrano.

- Necesidad de modificar las disposiciones que regulan el tránsito de tractores por los caminos de tierra de la Provincia. **Dr. Julio A. Migoni**, Departamento Jurídico, D.V.B.A.
- Uso indebido de faros en los automotores. **Ministerio de Salud Pública de la Provincia de Buenos Aires**.
- Consorcios viales. **Ing. Fermín A. Moreno**, Zona XI, D.V.B.A.
- Creación de nuevos recursos para invertirlos en el desarrollo vial de las comunas. **Sr. Jorge E. Moreno**, Zona VII, D.V.B.A.
- Transferencia a la actividad municipal del mantenimiento de todas las rutas de tierra. **Municipalidad de Ayacucho**. **Sr. Alfredo A. Cordonnier**, Intendente Municipal - **Sr. Oscar I. Albano**, Secretario General.
- Rendición de Cuentas de las cuotas de Coparticipación Vial. **Municipalidad de Ayacucho**. **Sr. Alfredo A. Cordonnier**, Intendente Municipal - **Sr. Oscar I. Albano**, Secretario General.
- Trabajos de forestación y embellecimiento de caminos. **Municipalidad de Azul**. **Sr. Pedro A. López**, Intendente Municipal - **Sr. Pedro A. Sáenz**, Secretario de Gobierno.
- Costo kilómetro de conservación de caminos provinciales en conservación por municipalidades. **Municipalidad de Azul**. **Sr. Pedro A. López**, Intendente Municipal - **Sr. Pedro A. Sáenz**, Secretario de Gobierno.
- Contemplar el mejoramiento o pavimentación de los accesos a las ciudades. **Municipalidad de Azul**. **Sr. Pedro A. López**, Intendente Municipal - **Sr. Pedro A. Sáenz**, Secretario de Gobierno.
- Suministro de equipos mecánicos a las zonas viales camineras. **Municipalidad de Azul**. **Sr. Pedro A. López**, Intendente Municipal - **Sr. Pedro A. Sáenz**, Secretario de Gobierno.
- Aprovechamiento de las banquetas para mejor seguridad en el tránsito. **Municipalidad de Brandsen**. **Sr. Fernando Daguerre**, Intendente Municipal - **Ing. Oscar J. Bianchi**, Asesor C. Vial.
- Modificación artículo 99, Ley 17.861/57. **Municipalidad de Campana**.
- Utilización del macadam en afirmados de obras viales. **Municipalidad de Carmen de Patagones**.
- Financiación de obras a largo plazo. **Municipalidad de Escobar**. **Sr. Antonio Lambertuchi**, Intendente Municipal - **Sr. Alfredo Armano**, Secretario de Obras Públicas.
- El Intendente Municipal tendrá facultades para ordenar trabajos a la "cuadrilla volante" dependiente de la Dirección de Vialidad. **Municipalidad de General Belgrano**.
- Préstamo para conservación o construcción de caminos privados. **Municipalidad de Las Flores**. **Agrim. Enrique A. Constantín**.
- Modificación del Decreto-Ley 17.861/57, adecuando el régimen contable. **Municipalidad de Las Flores**. **Sr. Angel V. Tafura**, Intendente Municipal - **Sr. Jorge R. Vedia**, Secretario Municipal - **Agrim. Enrique A. Constantín**, Asesor Departamento Vial.
- La Dirección de Hidráulica de la Provincia de Buenos Aires debe tener preponderante participación en todas las obras viales. **Municipalidad de Las Flores**. **Intendente Municipal Sr. Angel V. Tafura** - **Sr. Jorge R. Vedia**, Secretario Municipal - **Agrim. Enrique A. Constantín**, Asesor Departamento Vial.
- Apertura de calles cedidas al uso público. **Municipalidad de Necochea**.
- Capacitación del personal no especializado de las comunas en los trabajos viales municipales. **Municipalidad de Necochea**.
- Ilustración del personal equipista de las comunas. **Municipalidad de Necochea**.
- Creación de un Instituto de Crédito Financiero para Obras Públicas. **Municipalidad de Quilmes**. **Ing. Edel V. Daroqui**.
- Cursos para el personal técnico de las comunas. **Municipalidad de Quilmes**.
- Formación de una Comisión Mixta entre Provincia y Municipalidades. **Municipalidad de Quilmes**.
- Mejoramiento zona urbanizada rutas nacionales y provinciales. **Municipalidad de Quilmes**.

- Boletín Vial Municipal. **Municipalidad de Quilmes**.
- Aumento del coeficiente de seguridad en las rutas. **Municipalidad de Saladillo**.
- Control de tránsito en los caminos de tierra después de las lluvias. **Municipalidad de Saladillo**.
- Exceso de peso en los vehículos. **Municipalidad de Saladillo**.
- Embellecimiento de las rutas. **Municipalidad de Saladillo**.
- Los terraplenes de los caminos no deben interrumpir el curso natural de las aguas. **Municipalidad de Saladillo**.
- Participación de las comisiones viales municipales en la pavimentación vecinal. **Municipalidad de San Isidro**. **Sr. Juan M. Basso**, Intendente Municipal - **Ings. Enrique J. Ramayón** - **Raúl Archideo**.
- Reforma y actualización de la Ley de Caminos, Cercas y Tranqueras de la provincia de Buenos Aires. **Municipalidad de Tornquist**.
- Arbolado de caminos provinciales y municipales. **Srs. Eduardo E. Orlando** - **Luis M. Migliaro**.
- La conservación de los caminos de tierra por las comunas. **Ing. Adolfo H. Pallaro**, Departamento Conservación, D.V.B.A.
- La distribución de los recursos provinciales y nacionales para la construcción de obras viales municipales. **Ing. José E. Pérez** - **Agrim. Joaquín Moya** - **Dirección de Geodesia**.
- Ancho mínimo de los caminos de tierra de la red secundaria y municipal, en la zona rural. **Agrim. Narciso Piorno**, Zona XII, D.V.B.A.
- Criterios de embellecimiento de caminos. **Agrim. Narciso Piorno**, Zona XII, D.V.B.A.
- Publicidad en terrenos fiscales bajo la jurisdicción de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. **Agrim. Narciso Piorno**, Zona XII, D.V.B.A.
- Uniformidad del señalamiento urbano. **Sr. Albino A. Pozzi**, Departamento Conservación D.V.B.A.
- La Zanja de Alsina y los antecedentes históricos que justifican que la Ruta 33 se honre con el nombre de Adolfo Alsina. **Sr. José M. Prado**, Dirección de Geodesia.
- Bases y antecedentes para la creación del Museo Vial de la Provincia de Buenos Aires. **Sr. José M. Prado**, Dirección de Geodesia.
- Erección del monolito dispuesto en el cruce de las Rutas 76 y 85. **Sr. José M. Prado**, Dirección de Geodesia.
- Monolito en la rotonda a la entrada de Juárez. **Sr. José M. Prado**, Dirección de Geodesia.
- Fondo Permanente de Pavimentación Municipal. **Ing. Juan A. Rondinelli**, Departamento Estudios y Proyectos de la Dirección de Pavimentación.
- Escuelas o academias para conductores de automotores. **Sr. Andrés B. Rosenfeld**.
- Proyecto de ordenanza de pavimentación. **Agrims. Gher Schecter** - **Pedro Azpilicueeta** - **Ing. Eitel H. Lauría**, Asociación de Profesionales de la Ingeniería Lomas de Zamora.
- Consideraciones sobre la obra vial. **Dr. Lorenzo J. Servente**.
- Las vías del Ferrocarril Nacional General Roca y sus consecuencias sobre la vinculación de los sectores Este y Oeste de los Municipios de Avellaneda, Lanús y Lomas de Zamora. **Ings. Víctor P. Testoni** - **Horacio S. Claudio**.
- Emplazamiento de edificios e instalaciones destinadas al servicio automotor. **Agrim. Juan A. Urrutia**, Departamento Estudios y Proyectos D.V.B.A.
- Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. **Ing. Juan R. Villar**, Zona IV, D.V.B.A.
- Cumplimiento de las ordenanzas de tránsito y construcciones. **Agrim. Luis Zúñiga**, Zona III, D.V.B.A.

ACTIVIDAD

DEL DEPARTAMENTO JURIDICO

JURISPRUDENCIA

CAUSA N° 44.259 — "CARUSO, FRANCISCO A. — DEMANDA DE INCONSTITUCIONALIDAD"

PARTE ACTORA

Don Francisco A. Caruso que se sintió perjudicado por el juicio de expropiación que le iniciara la Dirección de Vialidad consideró que la atribución que le confiere el decreto-ley 7823/56 (art. 19) a esta repartición Provincial para expropiar los inmuebles que a su entender sean necesarios para realizar obras que considere de utilidad pública, es inconstitucional.

También, estima repugnante a la Constitución la disposición que faculta a la entidad para actuar en juicio y nombrar apoderado que lo represente. Todo ello, por ser contrario a lo preceptuado en los arts. 27 y 143 de la Constitución de la Provincia y 17 y 18 de la Constitución Nacional.

Expresa más adelante, en los fundamentos de su demanda, que la facultad del Poder Legislativo de declarar de utilidad pública a los fines de la expropiación es irrenunciable e indelegable y que la atribución conferida a la Dirección de Vialidad para establecer cuándo una obra es indispensable lleva al extremo de que el derecho de propiedad sea dejado de lado por la simple decisión de esa autoridad. Lo contrario, prosigue el actor, es darle un poder que ni el Judicial ni el Ejecutivo tienen e importaría otorgar las llamadas facultades extraordinarias que sanciona el art. 29 de la C.N.

Tampoco podría acordársele la de actuar en juicio y hacerse representar por un profesional ya que de acuerdo con el art. 143 de la Constitución de la Provincia el único que puede y debe actuar en nombre y representación de ella es el Fiscal de Estado.

PARTE DEMANDADA

Corrido el traslado de la demanda la Dirección contestó que, con referencia a la facultad de hacerse representar en juicio mediante un abogado de la matrícula, no es violatoria de la Constitución por cuanto si bien su art. 143 establece que "habrá un Fiscal... que será parte legítima en los juicios contencioso administrativos y en todos aquéllos que se controvertan los intereses del Estado", no es menos cierto que el mismo artículo establece que "la ley determinará las bases y la forma en que ha de ejercer sus funciones" y que, en tal virtud, la ley reglamentaria de las funciones del Señor Fiscal de Estado N° 4371/55, vigente en virtud del decreto 410/55, y convalidado por la ley 5857 del 29 de mayo de 1958, en su art. 18 prescribe que "quedan excluidos de la intervención del Fiscal de Estado los juicios en que sea parte el Banco de la Provincia o cualquier otra institución autárquica que maneje sus fondos como propios, en los cuales corresponderá intervenir a los repre-

sentantes que fijen las respectivas leyes orgánicas", que es lo que ocurre precisamente con la Dirección de Vialidad conforme al decreto 7823/56.

En cuanto a la cuestión objeto de la demanda expresa que "es evidente que la actora confunde dos problemas totalmente distintos: la declaración de utilidad pública y la facultad de expropiar" siendo que la primera no implica determinar en la ley cada bien o cada obra referida a la expropiación y que basta, al efecto de cumplimentar el precepto constitucional aludido, la autorización legal para expropiar calificando los bienes de cuya utilidad se trata. Invoca, en su favor la jurisprudencia de la Suprema Corte Nacional que en tal sentido ha establecido claramente su doctrina al respecto en el caso "Ferrocarril Gran Oeste Argentino c/Vidal Huos. s/expropiación" y que se registra en el Volumen CXX de los fallos de ese Alto Tribunal.

FALLO

El señor juez doctor Quijano adhiere a los fundamentos expuestos por el señor procurador general y considera que debe desestimarse la demanda recordando que en un caso similar la Corte Suprema Nacional declaró "que el mencionado art. 17 de la C. N., de texto igual al 27 de la Provincia, en cuanto establece que la expropiación por causa de utilidad pública debe ser calificada por ley y previamente indemnizada, no importa la obligación del Congreso de dictar una ley especial para cada una de las propiedades que sea afectada por el trazado de una obra pública cualquiera de utilidad nacional, por cuanto no incumbe al Congreso Nacional entrar al detalle o estudio de los terrenos que fueran necesarios para la autorización de las autoridades administrativas, y que basta la autorización general que haga la ley como lo ha enseñado la práctica y la jurisprudencia (Fallo T° 120, pág. 332; T° 150, pág. 354, en el mismo sentido T° 119, pág. 5; T° 128, pág. 62, etc.).

En cuanto al otro fundamento alegado por la actora —la de que la Dirección de Vialidad no puede hacerse representar por mandatario— la impugnación no puede prosperar, dice el magistrado aludido, por cuanto esta Corte tiene reiteradamente declarado sobre el punto que lo dispuesto en el art. 143, al decir que el Fiscal es parte legítima en los juicios en que controvertan intereses del Estado, no debe entenderse que equivale a "parte exclusiva" a lo que corresponde agregar lo alegado por la demandada.

Los demás jueces del tribunal votan también por la negativa.

Por ello, se rechaza la demanda y se condena con costas al actor.

ACCIÓN CONTENCIOSA ADMINISTRATIVA PROCEDENCIA DE LA ACCIÓN

La impugnación de la interpretación dada al decreto 5974/55, como violatoria de la ley 5806 que reglamenta, importa plantear su inconstitucionalidad, lo que no puede hacerse por medio de la demanda contencioso-administrativa (S. C. J. 27-XII-63).

CONTRATO DE OBRA PÚBLICA MAYORES COSTOS

En el reconocimiento de mayores costos previsto por el art. 73 del decreto 5974/59 no están comprendidos los honorarios del representante técnico, los que no pueden ser considerados por extensión a la lógica razón de que —por su carácter excepcional— constituyen un beneficio que debe estimarse con sentido estricto y limitativo (S.C.J. 27-XII-63).

Conforme a lo dispuesto por el art. 85 de la ley 5806, el reconocimiento de mayores costos se

refiere a aquellas obras licitadas o contratadas con anterioridad a esta última disposición legal (S.C.J. 27-XII-63).

No es aplicable a los certificados por mayores costos de la ley 5070 la norma legal prevista en los artículos 82 y 84 de la ley 5138, para los certificados mensuales de obra. En consecuencia, para que corran intereses por el atraso en el pago de aquéllos es necesario, conforme al principio general del artículo 509 del Código Civil, que se constituya en mora a la administración mediante el pertinente requerimiento (S.C.J. 22-X-63).

CONTRATO DE OBRA PÚBLICA OBLIGACIONES DEL CONTRATANTE

Si la prestación del contratista disminuye, con relación a la convenido, por motivos técnicos, son aplicables al caso las reglas que hacen al incumplimiento parcial inculparable y, en su consecuencia, la administración puede reajustar en menos el precio de la obra puesto que la reducción de la contraprestación se opera "ipso iure" sin necesidad

de que el acreedor emita declaración de voluntad alguna. (S.C.J. 22-X-63).

OBLIGACIONES DEL CONTRATISTA

Los gastos de conservación y vigilancia de una obra pública corren por cuenta del contratista

RESUMEN DE DICTÁMENES

ACCIDENTE DE TRÁNSITO — DENUNCIA EN TÉRMINO — PRESCRIPCIÓN

Debe ordenarse la instrucción de sumario administrativo a fin de determinar la responsabilidad eventual del o de los funcionarios que no formularon en término debido la denuncia del accidente, a efectos de iniciar y proseguir las acciones administrativas y/o judiciales que fueren pertinentes.

Dictamen 20.906 - 4-8-64

Expediente: 2410-4433/64 - Ant. 2

CONEXIÓN TELEFÓNICA — AUTORIZACIÓN POR LA DIRECCIÓN DE VIALIDAD — PODER DE POLICÍA — MULTA

Corresponde solicitar a E.N.T. proceda a la clausura y retiro inmediato de la conexión privada a que se refieren estas actuaciones. De los gastos que con tal motivo se originen deberá formularse cargo a la Empresa recurrente a quien se aplicará el máximo de la multa prevista en el art. 31 del D. Ley 7823/56.

Dictamen 21.113 - 24-8-64

Expediente 2410-4664/63

CONTRATO DE OBRA — PAGO DE SOBREPRECIO — VARIACIONES DE COSTOS

Todo "reintegro" o "mayor costo" pagado al empresario debe tener su razón de ser en una disposición de la ley o del contrato, en la medida que aquélla lo permita. El coeficiente o porcentaje de sobreprecio aplicable sobre el valor de cada uno de los ítemes del presupuesto de obra, e inclusive mayores costos eventuales, pese a incidir sobre rubros conocidos, se transforma en un mayor costo autónomo y de fuente propia, que no reconoce la Ley 5806 a través de su decreto reglamentario, un elemento porcentual de magnitud variable conforme lo establece la empresa en su análisis de precios.

Dictamen 21.677 - 23-12-64

Expediente 2410 - 7534/64 Ant. 2

cuando éste debió corregir algunos defectos de la misma, advertidos con posterioridad a su entrega provisional por el organismo de inspección. En tal caso, no cabe argumentar que media un enriquecimiento injusto por parte del Estado (S.C.J. 3-XII-63).

CUOTA SINDICAL — DESCUENTO DE RENUNCIA AL CARÁCTER DE AFILIADO A LA ENTIDAD GREMIAL - PRÁCTICAS DESLEALES

Corresponde a la parte patronal tomar nota sobre la manifestación de voluntad del afiliado a la entidad gremial a los efectos del art. 53 de la ley 14.455. El caso planteado no configura la práctica desleal a que se refiere el art. 42 de la citada ley.

Dictamen 20.767 - 25-6-64

Expediente 2410-6835/63

DAÑOS Y PERJUICIOS — RECLAMO DE INDEMNIZACIÓN

Si por resolución fundada se ha declarado exento de responsabilidad al chófer de la Repartición en la producción de un choque, no corresponde allanarse al pago de indemnización de daños que solicita el tercero con quien se produjo el accidente o colisión.

Dictamen 20.672 - 3-6-64

Expediente 2410 - 4137/63

EXPROPIACIÓN

INDEMNIZACIÓN — ESTIMACIÓN

El valor de productividad no puede, tratándose de un bien rural, ser identificado con la renta que pueda producir cuando esté arrendado; la productividad se refiere al índice de producto bruto con deducción de los costos de explotación; en el inmueble arrendado la tierra opera simplemente como valor de renta —fruto civil— de un modo estático. (Cám. 1ª, Sala 3ª, La Plata, 26 de noviembre de 1963).

EXPROPIACIÓN — OBLIGACIÓN DE FORESTAR COMO PARTE DEL PRECIO — SU DETERMINACIÓN

Debe determinarse técnica y económicamente la obligación de forestar porque la Repartición no

debe contraer obligaciones indeterminadas (art. 601 C.C.).

Dictamen 20.901 - 31-7-64

Expediente 2410-5711/63

INTERESES MORATORIOS — LIQUIDACIÓN

Corresponde liquidación de intereses moratorios cuando la Empresa hubiere formulado reserva en oportunidad del pago de cada uno de los certificados de obra correspondiente (art. 56 ley 5806 y dec. 5974/55).

Dictamen 18.787 - 23/4/63

Expediente 2410 - 1782/63

LICITACIÓN ADMINISTRATIVA PARA COMPRA DE CUBIERTAS — CÁMARAS

Se establece la alternativa de proveer productos de origen nacional o de importación. Se modifica el pliego de bases y condiciones en función de las disposiciones sobre preferencia de la industria nacional por la administración pública (Dec. leyes Nac. nº 5340/63 y 6672/63; Dec. provincial nº 9884/63).

Dictamen 20.764 - 25-6-64

Expediente 2410-659/64

LICITACIÓN - OFERTA

No existe propuesta legalmente considerable en los términos que establece el art. 17 y sgts. de la ley 6021, su decreto reglamentario y disposiciones citadas y pertinente pliego de especificaciones que rige la licitación. Los oferentes se obligan a formular oferta cotizando precio por la totalidad de ítemes que integran el presupuesto oficial. Caso contrario debe desestimar-se la cotización.

Dictamen 16.618 - 26-3-62

Expediente 2410-15.723/61

LOCACIÓN - DESALOJO - ALLANAMIENTO

Fiscalía de Estado inicia demanda por desalojo de una finca ocupada por la Dirección de Vialidad en Arrecifes. Tal allanamiento sólo puede ser hecho eficazmente por el H. Directorio ya que el Decreto Ley de autarquía le atribuye la representación de la Dirección en juicios en que ésta sea parte como demandante o demandada.

Dictamen 17.717 - 8/10/62

Expediente 2400-6314/62

OBRA - CONTRATO DE - LIBERACIÓN DE TRAZA

El contratista debe intimar a la Dirección de Vialidad a cumplir con las obligaciones que ha contraído. De no entregarse la traza liberada —por lo menos en parte— la empresa se ve en la imposibilidad de ejecutar trabajo constructivo alguno. El art. 35 de la ley 6021 establece "que no podrá el contratista, por sí, hacer trabajo alguno sino con estricta sujeción al contrato. Los materiales de mejor calidad o la mejor ejecución empleada por el contratista no le darán derecho a mejora de precios". El pedido de indemnización, mal calificado de reclamación de mayores costos, carece, por tanto, de fundamento legal que lo haga admisible.

Dictamen 16.820 - 21-4-62

Expediente 2410-15.443/61

OBRA PÚBLICA - CONTRATO DE-FUERZA MAYOR - LLUVIAS

Corresponde rechazar la queja interpuesta cuando ésta se funda en una constancia del expediente que ha sido suficientemente valorada en los informes técnicos precedentes y dictamen del Departamento Jurídico.

Dictamen 21.084 - 24-8-64

Expediente 2410-2323/64

OBRA - CONTRATO DE - RESPONSABILIDAD DE LAS PARTES

La falta de cumplimiento a las prescripciones técnicas del contrato implica falta grave imputable a la Empresa y su representante técnico. El art. 32 ley O. Públicas responsabiliza a ambos "de la correcta interpretación de planos y especificaciones para la realización de la obra". Respecto de la responsabilidad técnica, la sanción a aplicar deberá ser graduada por el H. Directorio, teniéndose presente al efecto informes producidos, especialmente el del Sr. Asesor de Estructuras.

Dictamen 16.617 - 21-3-62

Expediente 2110-27.348/59 Ant. VIII

OBRA PÚBLICA - CONVENIO - PARTICIPACIÓN FINANCIERA DE LA ADMINISTRACIÓN EN LA EJECUCIÓN DE LA OBRA

Nada se opone a que la obra propuesta —que inicialmente se proyectaba ejecutar por el sistema legal del consorcio— se realice por cuenta íntegra de la sociedad vecinal, con cargo, para la Dirección de Vialidad, de reintegrarle a su fi-

galización, el cincuenta por ciento del gasto total. La Dirección se reserva el derecho de aprobación de planos, inspección, etc. La figura jurídica resultante encuadra en lo que la doctrina francesa (Jeze) ha denominado "operación administrativa de ofrecimiento de ayuda", con jerarquía de contrato de derecho público.

Dictamen 19.302 -6-8-63
Expediente 2410-8640/60

ORDEN DE COMPRA - CALIDAD DEL MATERIAL

El material a proveer debe ajustarse estrictamente a normas de calidad. No son admisibles las disculpas del adjudicatario respecto de fallas de aquél, que debieron ser de su conocimiento antes de ofertar. Debe intimársele cumpla la orden emitida en su favor, bajo apercibimiento de serle aplicadas las sanciones que prevé el Reglamento de Contrataciones.

Dictamen 21.675 - 21-12-64
Expediente 2410-6230-64

PLAZO CONTRACTUAL - AMPLIACIÓN DEL

Encontrándose suficientemente acreditada la procedencia de una ampliación de obra solicitada, corresponde concederla si se dan los requisitos exigidos por ley y que los trabajos a

realizarse resulten "indispensables y convenientes" (art. 9º inc. g) ley 6021).

Dictamen 18.812 - 29-4-63
Expediente 2410-28.300/63

REPETICIÓN POR DAÑOS A TERCEROS - DAÑOS A TERCEROS (repetición de lo pagado) - TRABAJOS EFECTUADOS CON EXTRALIMITACIÓN DE PRECIOS

Habiéndose extralimitado la Zona Ila. en los trabajos ejecutados efectuando más de los solicitados por el municipio no procede repetir la suma pagada a terceros por daños producidos durante la ejecución.

Dictamen 20.715 - 5-6-64
Expediente 2410-2521/62

VENTA DE EQUIPO - CESIÓN DE CRÉDITOS - LIBERACIÓN PARCIAL

Para que pueda hacerse efectiva la venta de dos motoniveladoras adquiridas a la D. de Vialidad Nacional, a la Empresa Seminara, ésta deberá liberar previamente los certificados cedidos a instituciones bancarias hasta la concurrencia del importe por el que están avaluadas dichas máquinas. Fecho, podrá formalizarse la operación de venta.

Dictamen 21.110 - 24-8-64
Expediente 2410-5134/64

RECEPCION DE OBRAS

OBRAS TERMINADAS EN EL SEGUNDO SEMESTRE DE 1964

Obra	Designación	Tipo de obra	Monto de		Fecha de Recepción	
			Contrato más Ampliaciones m\$ñ	Ampliaciones m\$ñ	Provisional	Definitiva
V-514b)	Construcción de banquetas y alcantarillas, camino La Plata - Magdalena	Sub-base selec., base conglomerado calcáreo, zanjias desagües y obras de arte en banquetas.	11.597.080,37	---	10-	7-64
V-531	Madariaga - Pinamar	Recond. y Obras Básicas y carpeta asfáltica.	36.955.009,23	---	30-	12-64
V-599	Ruta 35 - Tramo Nueva Roma - San Germán	Sub-base suelo selec., sub-base tosca con 3,5 por ciento de asfalto diluido y aditivo base con 4,5 % trat. bit. triple.	95.967.103,69	---	7-	9-64
V-342b)	Tandil - Ayacucho II tramo .	Obras de Arte y base granular asfáltica.	50.096.462,15	25-	9-64	---
V-582	Pigüé - Guaminí	Carpeta asfáltica y obras de arte.	360.275.859,81	24-	11-64	---

Impuesto a los Combustibles Líquidos

Modificación del Decreto - Ley 505/958

LEY 16.657 DE FECHA 30-XII-964

Art. 1º — Modifícase a partir del 1º de enero de 1965, el decreto-ley 505/58, (XVII-A, 498), en la siguiente forma:

1º — Incorpórase en el capítulo III - Fondo Nacional de Vialidad— como primer artículo del mismo, el siguiente:

Art. ... — Créase a partir del 1º de enero de 1965, inclusive, un gravamen a todo derivado combustible líquido que tenga precio oficial de venta, proveniente de la industrialización del petróleo, con excepción del diésel-oil y fuel-oil para consumo de usinas eléctricas de servicio público y ferrocarriles.

El monto del impuesto para cada subproducto lo determinará el Poder Ejecutivo Nacional, entre los siguientes valores:

	m\$ñ por litro
Nafta común	5 a 7
Naftas especiales	7 a 9
Kerosene	1 a 4
Agrícola y similares	1 a 4
Gas-oil	1 a 4
Diésel-oil mercado	1 a 4
	m\$ñ por kilo
Fuel-oil mercado	1 a 2

Sin perjuicio de los importes establecidos precedentemente, la diferencia que resulte entre los valores de retención fijados para los derivados combustibles líquidos nacionales con precio oficial y los de sus similares provenientes de importación, se considerará como impuesto a los fines establecidos en el presente.

El producto del presente gravamen se distribuirá en la siguiente forma:

33,0 % para el Fondo Nacional de Vialidad, en las condiciones establecidas en los arts. 20 y 21.

14,5 % para los fondos provinciales de caminos, reglados por el artículo 29, inc. B) en proporción al consumo de combustibles en sus respectivas jurisdicciones. Este porcentaje, en lo relativo al consumo de combustibles en la Capital Federal y en el territorio nacional de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur, se destinará al Fondo Nacional de Vialidad, y sin afectación a lo dispuesto en los arts. 20 y 21.

35,0 % para el Fondo Nacional de Energía Eléctrica.

17,5 % para Rentas Generales.

2º — Modifícase el art. 18, en la forma que se indica a continuación:

a) Sustitúyese el inc. a) por el siguiente:

a) El 33 % del producto del impuesto que se establece en el primer artículo de este capítulo;

b) Derógase el inc. b);

c) Agrégase, como inc. ñ), el siguiente:

ñ) El 14,50 % del impuesto establecido en el presente decreto, aplicado sobre el consumo de combustible en la Capital Federal y en el territorio nacional de Tierra del Fuego, Antártida e Islas del Atlántico Sur.

3º — Sustitúyese el art. 20, por el siguiente:

Art. 20 — Los productores, importadores, exportadores y demás agentes de retención ingresarán mensualmente al Banco de la Nación Argentina los fondos provenientes de la aplicación de las disposiciones del art. 18 y los correspondientes a Rentas Generales y a fondo Nacional de la Energía.

Dicha institución procederá a su acreditación en la siguiente manera:

a) Recursos provenientes de los Inc. a), c), d) y e) del art. 18;

1º — El 65 % a la orden y disposición de la Dirección Nacional de Vialidad en la cuenta "Fondo I de Vialidad";

2º — El 35 % en la cuenta "Fondo II de Participación Federal", el cual será distribuido directamente por el Banco a las cuentas de los respectivos fondos provinciales de Vialidad, de acuerdo con los índices de coparticipación que le suministrarán conjuntamente la Dirección Nacional de Vialidad y el Consejo Vial Federal.

b) Los demás recursos del art. 18, que serán ingresados por los respectivos agentes de retención, serán acreditados al Fondo I;

c) Los recursos correspondientes a Rentas Generales y a Fondo Nacional de la Energía serán acreditadas en las respectivas cuentas.

La Dirección General Impositiva ejercerá la fiscalización indispensable para el estricto y oportuno cumplimiento de lo dispuesto precedentemente, a cuyo efecto, rigiéndose por las disposiciones de la ley 11.683 (texto ordenado en 1960 (XX-A, 656), y sus modificaciones), tendrá a su cargo la aplicación, percepción y fiscaliza-

ción del gravamen establecido en el presente capítulo.

La Tesorería de la Nación depositará en la cuenta Fondo I de Vialidad Nacional mensualmente, un duodécimo del aporte de Rentas Generales a que se refiere el inc. h) del art. 18.

4º — Sustitúyese el art. 21, por el siguiente:

Art. 21 — Los recursos del Fondo Nacional de Vialidad producidos por aplicación de los inc. a), c), d) y e) del art. 18 serán invertidos en la siguiente forma:

a) Fondo I — El 65 % para el sistema troncal de caminos nacionales que será administrado directamente por la Dirección Nacional de Vialidad;

b) Fondo II — El 35 % a distribuirse entre las provincias, de acuerdo con lo establecido por el art. 20, que será invertido en la forma prevista por el capítulo VI.

5º — Sustitúyese en el último párrafo del art. 23, la expresión "nafta y gas-oil" por "los combustibles gravados por el presente decreto ley".

6º — Sustitúyense en el artículo 29, los apartados del punto 1 del inc. B), por los siguientes:

a) Los importes que le correspondan a la respectiva provincia en la distribución del "Fondo II de Coparticipación Federal", en las condiciones establecidas en los arts. 20, 21 y 23.

b) El 14,5 % del producto del impuesto a los combustibles líquidos establecidos por el presente en proporción al consumo de combustibles en jurisdicción de la Provincia.

7º — Suprímese, en el inciso C) del art. 29 la palabra "otros".

Art. 2º — Las provincias deberán, dentro de los 6 meses a partir de la fecha de promulgación de la presente, adherir por ley provincial, aceptando las modificaciones que por la presente ley se introducen al régimen establecido por el dec.-ley 505/58, y derogar, en igual término, las leyes locales que puedan oponerse a la presente.

En el supuesto de no producirse la adhesión en el término señalado, las provincias deberán reintegrar a la Dirección General Impositiva las sumas que hubieren percibido en virtud de dichas disposiciones, la que deberá ingresar al Fondo Nacional de Vialidad, Fondo Nacional de la Energía y Rentas Generales las partes proporcionales correspondientes por aplicación de lo dispuesto en el inc. 1º, último párrafo, del art. 1º de la presente ley.

Asimismo, las provincias que adhieren a este régimen deberán comunicar —a efectos de su reajuste— el monto de los importes que hubieren podido percibir de acuerdo con el régimen establecido por la presente.

Art. 3º — El Poder Ejecutivo fijará periódicamente los valores de retención para cada uno de los combustibles que se gravan por la presente ley, así como también los valores de venta FOB, puerto de embarque de los petróleos crudos de producción nacional, para su industrialización en el país.

Ambos valores serán fijados en tal forma que permitan a las empresas públicas y privadas cubrir sus costos y obtener una utilidad razonable, a cuyo efecto el Poder Ejecutivo procederá a su revisión cada vez que las circunstancias lo aconsejen y, por lo menos, una vez al año.

Art. 4º — De acuerdo con lo establecido por la ley 14.439 (XVIII-A, 20), art. 24, el Poder Ejecutivo nacional por intermedio de la Secretaría de Estado de Energía y Combustibles, procederá a racionalizar los planes de trabajo de la industria petrolera en el país, a cuyo efecto podrá intervenir dichos planes y adoptar medidas de contralor para adecuarlos económicamente a las necesidades del consumo.

Art. 5º — Derógase el art. 1º del dec.-ley 5574/58 (XVIII-A, 878) (ratificado por la ley 14.467 (XVIII-A, 94); el dec. 10.670/61 (XXI-A, 1066) y toda disposición que se oponga al cumplimiento de la presente.

Art. 6º — Comuníquese, etc.
Sanción: 30 diciembre 1964.
Promulgación: 30 diciembre 1964.

Gravámenes Sobre los Combustibles

Retenciones Sobre los Precios de Venta

DECRETO NACIONAL Nº 33, DE FECHA 5-I-1965 REFERIDO AL ARTÍCULO 1º DE LA LEY Nº 16.657/964

GRAVÁMENES

Artículo 1º — Fíjense a partir de la cero (0) hora del día 8 de enero de 1965 los montos de los gravámenes a que se refiere el artículo 1º de la ley número 16.657, en la siguiente forma:

Nafta común (número octano mínimo 72, método motor)	5,17 m\$n/l
Nafta super (número octano mínimo 90, método Research)	7,36 " "
Kerosene	1,18 " "
Agrícola y similar (combustibles para tractores)	1,49 " "
Gas oil	1,51 " "
Diésel oil mercado	2,74 " "
Fuel oil mercado	1,00 m\$n/kg

Art. 2º — Las empresas productoras y/o importadoras de petróleo y/o sus derivados, en su calidad de agentes de retención, ingresarán en la cuenta que se abrirá al efecto en el Banco de la Nación Argentina el producto de los gravámenes indicados en el artículo 1º en la forma y plazo que determine la Dirección General Impositiva.

RETENCIONES

Art. 3º — Por las ventas en el mercado interno de los derivados combustibles líquidos del petróleo, que se mencionan en el presente decreto, a partir del 8 de enero de 1965, las empresas productoras y/o importadoras del petróleo y/o derivados retendrán del precio oficial de venta, las cantidades que a continuación se indican:

DERIVADO COMBUSTIBLE LIQUIDO	RETENCIÓN PARA SUBPRODUCTO OBTENIDO DE	
	Petr. Nación m\$N/Litro	Impor. Termin. Petr. Impor. o m\$N/Litro
Nafta común (número octano mínimo 72 método motor)	7,33	5,79
Nafta super (número octano mínimo 90 método Research)	8,64	6,71
Kerosene	8,82	6,59
Agrícola y similares (combustibles para tractores)	8,51	6,23
Gas oil	8,49	5,89
Diésel oil mercado	6,76	4,32
Diésel oil para consumo de usinas eléctricas de servicios públicos y ferrocarriles	4,50 m\$N/kg	4,32 m\$N/kg
Fuel oil mercado	3,00	3,00
Fuel oil para consumo de usinas eléctricas de servicios públicos y ferrocarriles	3,00	3,00

y cuya discriminación se detalla en las planillas Anexas I y II que forman parte integrante del presente decreto.

Estos valores de retención ya contemplan la incidencia de los convenios colectivos de trabajo en gestión para industria petrolera, así como el reajuste de bonificaciones a expendedores, revendedores, consignatarios y agentes que intervienen en la comercialización de los combustibles líquidos.

Art. 4º — Las retenciones fijadas en el artículo 3º para los derivados combustibles líquidos obtenidos de la industrialización del petróleo nacional, han sido determinadas sobre la base de los siguientes precios FOB, para los distintos tipos de petróleo de Yacimientos Petrolíferos Fiscales.

YACIMIENTO TIPO	Gravedad °API	Lugar de Embarque Puerto y/o línea	Precio m\$ñ/m³
Chubut	22-22,9	Comodoro Rivadavia	2.440
Santa Cruz	26-26,9	Caleta Olivia	2.880
Mendoza	31-31,9	Línea Mendoza - San Lorenzo	3.050
Neuquén y Río Negro	31-31,9	Línea Challacó - Ing. White	3.740
Tierra del Fuego	40-40,9	San Sebastián	5.560

Art. 5º — Los precios de los petróleos nacionales fijados en el artículo 4º, se ajustarán por variación de gravedad, a razón de Veintidós Pesos Moneda Nacional (m\$ñ 22) por metro cúbico de petróleo, en más o en menos, por cada °API entero de diferencia por encima o por debajo de las gravedades básicas establecidas en dicho artículo.

Art. 6º — Las retenciones indicadas en el artículo 3º para los subproductos importados y/o obtenidos de la industrialización de petróleo importado, serán ajustadas por variación de los precios de importación de los derivados de petróleo, tomando las cotizaciones promedio mensuales FOB en la zona del Caribe (Curaçao), del Platt's Oil Gram, comparándolas con los valores correspondientes del siguiente cuadro que sirvió de base para la determinación de las retenciones que se fijan por el presente decreto:

PRODUCTO	Característ.	Dens.	m\$ñ/100 Gal.	m\$ñ/Barr.
Nafta (*)	72 Oc. M.M.	0,730	6.475	—
Nafta	90 Oc. M. R.	0,730	8.400	—
Kerosene	41-43 W.W.	0,800	8.700	—
Combustibles para tract. (agrícola y similares)		0,780	8.600	—
Gas oil	53-57 D.I.	0,840	7.300	—
Diésel oil	43-47 D.I.	0,860	7.100	—
Fuel oil	Bunker C.	0,960	—	2,00

(*) Cotización Aruba 80 Oc. M.R. menos 0,125 m\$ñ/100 Galón.

Art. 7º — Las retenciones fijadas para los derivados de crudo importado y/o importados elaborados, serán ajustadas por variaciones de los fletes marítimos internacionales que rigen para cada período según AFRA (Average Freight Rate Assensment) para la zona del Caribe (Curaçao) con referencia al básico tomado de 3,884 u\$s tonelada larga. Para las importaciones de petróleo efectuadas desde Perú y/o Ecuador dichos ajustes deberán ser realizados por las variaciones habidas entre el básico de 3,884 u\$s/toneladas y el flete marítimo realmente pagado.

El valor básico del flete de dichos subproductos fue determinado de acuerdo al siguiente cuadro:

PRODUCTO	Caracte- rística	Densidad media	u\$s/m³	u\$s/tm
Nafta	72 Oc. M.M.	0,730	2,790	—
Nafta	90 Oc. M. R.	0,730	2,790	—
Kerosene	41-43 W.W.	0,800	3,057	—
Combustibles para tract. (agrícola y similares)		0,780	2,981	—
Gas oil	53-57 D.I.	0,840	3,210	—
Diésel oil	43-47 D.I.	0,860	3,287	—
Fuel oil	Bunker C.	0,960	3,669	3,822

Art. 8º — Las empresas petroleras reajustarán las variaciones operadas en los gastos emergentes de los valores FOB y flete, o sea gastos bancarios, derechos consulares y seguro marítimo para los derivados de origen importado.

Art. 9º — Las retenciones fijadas para el producto importado, se reajustarán por las variaciones operadas en el mercado de cambios, entre el dólar estadounidense y el peso moneda nacional. Para efectuar el cálculo se tendrá en cuenta que los valores básicos tomados en el artículo 3º han sido determinados para el producto importado considerando el dólar estadounidense igual a ciento cincuenta pesos moneda nacional (1 u\$s = 150 m\$ñ). Para el ajuste se tomará el promedio aritmético tipo vendedor de las cotizaciones promedio del mes, del Banco de la Nación Argentina, aplicándolo al volumen de ventas de igual período.

Art. 10. — Para el fuel oil de origen importado se reconocerá una retención máxima de tres mil pesos moneda nacional por tonelada métrica (m\$ñ 3.000/tm).

Art. 11. — Los ajustes a que hacen referencia los artículos 6º, 7º, 8º y 9º deberán ser presentados en forma mensual a la Secretaría de Estado de Energía y Combustibles, revistiendo el carácter de declaración jurada.

Art. 12. — Las diferencias entre las retenciones para subproductos nacionales, y las de sus similares de origen importado que resultan del ajuste periódico de los conceptos que integran su cálculo como se establece precedentemente, serán ingresadas mensualmente en la forma dispuesta en el artículo 2º.

PRECIOS DE VENTA

Art. 13. — Como consecuencia de lo dispuesto en los artículos 1º y 5º, los precios oficiales de venta de los derivados de combustibles líquidos, desde la cero (0) hora del día 8 de enero de 1965, serán los siguientes:

Nafta común (número octano mínimo 72, método motor) ..	12,50 m\$ñ/litro
Nafta super (número octano mínimo 90, método Research) .	16, — " "
Kerosene suelto para uso doméstico al menudeo	10, — " "
Agrícola y similares (combustibles para tractores) a granel ...	10, — " "
Gas oil	10, — " "
Diésel oil a granel en centros de producción	9,50 " "
Fuel oil a granel en centros de producción	4, — m\$ñ/kg

Art. 14. — Fijanse a partir de la cero (0) hora del día 8 de enero de 1965, los precios especiales de venta para los combustibles utilizados en el consumo de usinas eléctricas de servicios públicos y ferrocarriles, en los siguientes valores:

Diésel oil a granel —	4,50 m\$ñ/litro
Fuel oil a granel —	3,00 m\$ñ/kg

DECLARACIÓN DE EXISTENCIAS

Art. 15. — Los productores, importadores y/o expendedores, en carácter de agentes de retención, deberán comunicar por declaración jurada a la Dirección General Impositiva las existencias de derivados combustibles líquidos con precio oficial de venta a la cero (0) hora del día 8 de enero de 1965.

Los revendedores deberán comunicar a las respectivas empresas petroleras, por declaración jurada y por carta certificada, antes de los quince (15) días a contar desde la fecha de modificación de los precios de venta, las existencias en sus depósitos de derivados combustibles líquidos con precio oficial de venta, a la cero (0) hora del día 8 de enero de 1965, a efectos de practicar los ajustes de precios correspondientes.

Art. 16. — La Secretaría de Estado de Energía y Combustibles tendrá a su cargo la aplicación del presente decreto, excluidos aquellos aspectos a cargo de la Dirección General Impositiva, en tanto sea de aplicación la Ley número 11.683 (texto ordenado en 1960 y sus modificaciones).

PLANILLA ANEXO I - RETENCIONES CORRESPONDIENTES A SUBPRODUCTOS NACIONALES

PRODUCTO	Nafta		Kerosene	Agrícola y Similares	Gas oil	Diésel oil	Fuel oil
	72 Oc. M.M. m\$/n/l	90 Oc. M.R. min. m\$/n/l					
1) Valor en tanque de refinación	4,87	6,090	6,57	6,57	6,33	6,00	2,505
2) Comercialización	2,46	2,55	2,25	1,94	2,16	0,67	0,495
3) Retención	7,33	8,64	8,82	8,51	8,49	6,67	3,00

PLANILLA ANEXO II - RETENCIONES CORRESPONDIENTES A SUBPRODUCTOS IMPORTADOS O PROCEDENTES DE CRUDOS IMPORTADOS

PRODUCTO	Motonafta		Kerosene	Agrícola	Gas oil	Diésel oil	Fuel oil
	73-75 M. m\$/n/l	90 R. m\$/n/l					
1) Valor en tanque	3,33	4,16	4,34	4,29	3,73	3,65	2,505
2) Comercialización	2,46	2,55	2,25	1,94	2,16	0,67	0,495
3) Retención	5,79	6,71	6,59	6,23	5,89	4,32	3,00

BIBLIOGRAFIA

Libros y Revistas

MESES DE OCTUBRE, NOVIEMBRE Y DICIEMBRE DE 1965

Obras Incorporadas a Nuestra Biblioteca

- ALEXANDER, C. - BURKE, A. - Métodos de investigación. Con modelos tomados de la literatura pedagógica, Manual 3, II-II-641.
- ASSOCIATION INTERNATIONALE PERMANENTE DES CONGRES DE LA ROUTE. - Congrès Mondial XII^o, Boletines 1/85, IV-J-825.
- Congrès Mondial XII^o, Boletines 86/138, IV-J-826.
- CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES (CFI). - Análisis económico de la provincia de Río Negro, T^o 2, II-G-287.
- Aspectos jurídicos, económicos y sociales de la colonización con inmigrantes, I-B-1609.
- Bases para el desarrollo regional argentino, II-G-270-292.
- Bases para el desarrollo regional argentino. Coeficientes de abastecimiento, II-G-271.
- Constitución, funcionamiento y operaciones del B.I.D., II-G-279.
- Costo estructural de obras de aprovechamiento hidráulico, II-G-286.
- Crecimiento e inestabilidad del comercio mundial de los productos básicos, II-G-288.
- Economía regional - Tierra del Fuego, II-G-274.
- El Consejo Federal de Inversiones - Finalidades prácticas y argentinas, II-G-277.
- Entes regionales de fomento, II-G-285.
- Estatuto de organismos de estudio, planeamiento y desarrollo regionales e interprovinciales en vigencia, I-B-1610.
- Estudio de la comercialización de los productos para la alimentación, T^o I, II-G-275.
- Financiamiento del desarrollo económico, II-G-284.
- La mecanización en la administración pública provincial argentina, II-G-289.
- Las radicaciones de capitales extranjeros, II-G-278.
- Los fondos comunes de inversión y el desarrollo regional, II-G-276.
- Manual de organización mecanizada de contadurías generales provinciales, II-H-639.
- Matriz interregional e intersectorial de coeficientes de insumo nacionales e importados, II-G-291.
- Reglamentación de organización, I-B-1611 (inglés).
- Política fiscal de las provincias, II-G-272/73.
- Programa de desarrollo de la cuenca de Río Turbio en función del desarrollo de la explotación del carbón, T^o I, II-G-290.
- Producto bruto interno. San Juan - 1959/960, II-G-281.
- Producto bruto interno, Santa Cruz - 1953 - 1960, II-G-283.
- Relevamiento preliminar de proyectos públicos provinciales, T^o II/III, II-G-293/94.
- Sección indicadores económicos. Demanda de trabajo. Buenos Aires-Rosario, II-G-280.
- Zona latinoamericana de libre comercio. Reseña jurídica, I-B-1612.
- Qué significa "CFI", II-G-85.
- DAVIS, R. - FOOTE, F. - Tratado de topografía, III-A-88/89.
- DEPARTMENT OF ROADS. - Especificaciones y contratos, III-F-247.
- GALADRU, P. - Maquinaria general en obras y movimientos de tierra, II-J-206/07.
- GENERAL MOTORS CORPORATION. - Catálogo general de piezas del Detroit Diesel, T^o I/II, II-J-202/03.
- GRENFELL, D. - Publicaciones periódicas y seriadas. Su tratamiento en las bibliotecas especializadas, Manual 2, II-H-640.
- HALL, A. - Construcción de gráficos y diagramas, XI-A-21.
- HOWARD, NEEDLES, TAMMEN & BERGENDOFF (H.N.T.B.). - Memoria, I-C-227.
- Autopista del Estado Sunshine, IV-D-54.
- Memoria. Inspección anual de la autopista Sunshine año 1963, IV-D-53.
- Memoria. Reseña de actividades. IV-J-830.
- Memoria. Autopistas, IV-D-52.
- KAUFMANN, A. - CRUON, R. - Los fenómenos de espera, II-G-297.
- KAUFMANN, A. - FAURE, R. - Invitación a la investigación de operaciones, II-G-295/96.
- LABORDERIE, F. - BOISSEAU, J. - Arte y técnica de la impresión, XI-A-22.
- L.E.M.I.T. (Allende S.). - Aleaciones livianas utilizadas para pistones, en la industria nacional. Pub. N^o 98, III-D-174.
- (Añón Suárez, H. - Masscesi, D.). - Proyecto de un revestimiento impermeable para canal de riego. Pub. N^o 96, III-D-177.
- (Boero, A. - Rosato, M.). - Estudio comparativo de capacitores de fabricación nacional. Pub. N^o 98, III-D-174.
- (Borlando, L.). - Problemas de durabilidad en hormigones livianos con agregados orgánicos. Pub. N^o 89, III-D-175.
- (Cortelezzi, C.). - Los minerales opacos de las arenas de la costa Atlántica de la provincia de Buenos Aires. Pub. N^o 88, III-C-241.
- (Giaccio, E. - Wall, C.). - Consideraciones sobre características tecnológicas de algunos materiales de construcción usados en muros y eventualmente en cubiertas. Pub. N^o 97, III-D-176.
- (Mauriño, V. - Limousin, T.). - Los sedimentos del partido de Junín, provincia de Buenos Aires. Pub. N^o 90, III-C-242.
- (Pereira, E. - Mennucci, L. - Timpone, F.). - Coeficiente de transmisión térmica de ladrillos

- aislantes refractarios de fabricación nacional. Pub. N° 92, VIII-A-115.
- (Pinilla, A. - Agnusdei). — Susceptibilidad térmica de asfaltos argentinos y sus mezclas. Pub. N° 95, III-D-179.
- (Pinilla, A. - Pérez Duprat, R.). — Aplicación del método de adherencia bajo tránsito al estudio de los materiales empleados en mezclas bituminosas. Pub. N° 94, III-D-178.
- (Rascio, V. - Bruzzoni, V.). — Comportamiento de las pinturas anticorrosivas en la protección de estructuras de acero. Pub. N° 89, III-D-175.
- (Teruggi, M.). — Las arenas de la costa de la provincia de Buenos Aires entre Bahía Blanca y Río Negro. Pub. N° 81, III-C-240.
- (Trevisán, J.). — El tratamiento de la cimentación de pequeñas viviendas sobre arcillas firmes expansivas. Pub. N° 93, V-A-192.
- (Zubieta, G.). — Preservadores de madera a los agentes biológicos. Conceptos y problemas fundamentales en la República Argentina. Pub. N° 89, III-D-175.
- MINISTERE DE LA VOIRE.** — Memoria al 31 de marzo de 1963, IV-J-831.
- Planos transversales para carreteras de hormigón, IV-A-203.
- Alcantarillas en hormigón armado. Planos y tipos. Serie T y S, V-A-193/94.
- MINISTERIO DE GOBIERNO.** — Registro Oficial. Volúmenes VI/VIII, año 1963, I-B-1613/15.
- MOREIRA DA ROCHA, A.** — Curso práctico de hormigón armado. T° I/IV, II-E-190/93.
- OMEBA, Editorial.** — Enciclopedia jurídica "Omeba", T° XIX, I-A-296.
- VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES** (Hveem, F.). — Tipos y causas de fallas en los pavimentos de carreteras. Pub. 42, IV-G-108/17.
- (Lockhart, J. - Lilli, F.). — Problemas de diseño y comportamiento de pavimentos en la provincia de Buenos Aires. Pub. N° 43, IV-A-285/94.
- (Luxardo, J.). — Construcción de caminos por el sistema de peaje. Pub. N° 41, IV-K-50/59.
- (Luna, L. - García Gausi, P.). — Alcantarillas prefabricadas para Obras de Arte Menores. Pub. N° 44, V-A-195/204.
- Actas del Directorio, años 1961/964, IV-J-820/24.
- Informe sobre el estado de ejecución de las obras. Plan Vial 1959/63, IV-A-234.
- WOODS, K. - BERRY, D.** — Manual del ingeniero vial, II-II-642/43.
- CAMINOS N° 260**
Vº Congreso de Vialidad y Tránsito.
En la provincia de Buenos Aires suman 33 las rutas en pavimentación.
Licitación del camino Ingeniero Masechwitz - Di-que Río Luján.
Amplio plan de trabajos en Corrientes.
Propicia reformar la Ley 505 el Consejo Vial.
Efectos de la morosidad en el pago de certificados.
- CAMINOS N° 261**
Para el cruce del Riachuelo se optó por la construcción de un puente monumental.
Trabajos de gran valor técnico considera la Reunión del Asfalto.
Venezuela otorga prioridad a la construcción de caminos.
Vialidad y transportes.
Notable conferencia sobre mora en el pago de certificados.
- CARRETERAS N° 36**
Vº Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito.
Octubre y el día del camino.
Métodos de financiación de caminos.
Carreteras de hormigón armado con barras de hormigón pretensado.
Estudio de origen y destino.
La ruta panamericana.
La Asociación Argentina de Carreteras: Normas que la rigen.
- CONSTRUCCIONES N° 190**
Dragado en el interior de pilotes de hormigón.
Carreteras y diques construidos sobre arena.
- INFORMACIONES N° 163**
En defensa de la obra vial.
- INGENIERIA E INDUSTRIA N° 356**
Planeamiento de la recepción, almacenaje y distribución de materias primas.
Aplicación de equipos eléctricos a procesos industriales.
- NOTICIERO SIMA N° 7/964**
Nuevas tendencias en el hormigón pretensado.
Nuevo reglamento para el cálculo de estructura de hormigón armado.
- REVISTA DE INGENIERIA N° 46**
Calidad mínima del hormigón para estructuras.
Teoría del método del grado de empotramiento para estructuras continuas "abiertas".
Función técnica y social del ingeniero.
Matriculación de profesionales con derechos adquiridos.
Estudio de mangueras de frenos hidráulicos de industria nacional, para automotores.
Estudio de acumuladores eléctricos de producción nacional de uso en automotores.
- REVISTA DE LA UNIÓN INDUSTRIAL ARGENTINA N° 23**
Orígenes, evolución y perspectivas de la industria del caucho en la Argentina.
- VIALIDAD MUNICIPAL N° 52**
Noticias varias de interés vial municipal.

Revistas Incorporadas Temas de Interés Vial

REVISTAS ARGENTINAS

CAMINOS N° 259

- Cestión de alto nivel para lograr la derogación del decreto 10.670.
El desarrollo vial comunal en la provincia de Buenos Aires.
La obra pública como contrato.

REVISTAS EXTRANJERAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (PROCEEDINGS) División Mecánica de los Sue-los y Fundaciones N° SM3, mayo de 1964 (inglés)

- Análisis de pilotes con resistencia a la flexión.
Investigación del suelo.
Resistencia lateral de suelos sin cohesión.

- División Vialidad. HW1, enero 1964 (inglés)
Problemas de transporte en caminos secundarios.
Guía para una práctica correcta en los cruces de caminos por cañerías.
Aspectos tecnológicos del transporte urbano.
Historia y desarrollo del diseño del pavimento de hormigón.
- División Vialidad N° HW2 agosto 1964 (inglés)
Curva vertical con solera circular.
ANNALES DES PONTS ET CHAUSSEES N° 4/964 (francés)
Problemas del transporte internacional.
Los puentes y las carreteras y el fenómeno de la urbanización.
La capacidad de porte de losas de fundación.
ASPHALT N° 3/964 (inglés)
Tratamiento de superficie de la autovía de Pennsylvania.
BETTER ROADS N° 9/964 (inglés)
Establecer y ampliar un programa de indoctrinación para empleados.
La eficiencia del equipo es esencial para la conservación.
BETTER ROADS N° 10/964 (inglés)
Adiestramiento y garantía de los inspectores de obra.
Pérdidas por obstrucción de tránsito.
Los especialistas se preocupan por las cubiertas.
Archivo de máquinas viales.
BULLETIN DE L' ASSOCIATION INTERNATIONALE PERMANENTE DES CONGRES DE LA ROUTE N° 174 (francés)
XIIº Congreso mundial del camino.
CONSTRUCTION METHODS AND EQUIPMENT N° 9/964 (inglés)
El encofrado deslizable en la construcción de pavimentos.
El desague combinado en la construcción de una fundación.
CONSTRUCTION METHODS AND EQUIPMENT N° 10/964 (inglés)
Bandas de papel reemplazan a los drenes de arena para consolidar suelos.
CONSTRUCTION METHODS AND EQUIPMENT N° 11/964 (inglés)
Mantenimiento de equipo.
CONSTRUÇÃO N° 87 (portugués)
Sugestiones para el planeamiento de obras de pavimentación.
Utilización de la viga Benkelman en el cálculo de refuerzos de pavimentos flexibles.
CONSTRUÇÃO N° 88 (portugués)
Mejor productividad de las máquinas por la investigación.
El uso de cal para estabilización de suelos en pavimentaciones.
Recientes progresos tecnológicos en los tratamientos superficiales.
CONSTRUÇÃO N° 89 (portugués)
Dimensionamiento estructural de pavimentos flexibles con empleo de modelos reológicos.
HIGHWAY (REVISTA DE CARRETERA) 3º trimestre 1964 (castellano)
Carreteras rurales contribuyen a la defensa nacional.
Paso superior une dos secciones de una planta.
Defensas medianeras reducen accidentes fatales.
INGENIERIA CIVIL DE CUBA N° 4/964 (castellano)
Diseño de tableros de hormigón armado para puentes de carreteras.

- Adquisición de maquinaria vial.
LE STRADE N° 8-9/964 (italiano)
Aplicación de la programación lineal en el transporte.
La tierra en las obras viales y la norma C.N.R.
El medidor de presiones de "Menard" un nuevo método de investigación geotécnica.
El XII Congreso Vial Internacional.
LE STRADE N° 10/964 (italiano)
La variante de Radicofani en la S. S. N° 2.
Autoestrada y límite de velocidad.
La pavimentación desde el punto de vista de la iluminación.
Adaptamiento ambiental del "Votivpark Garage" v del "Schottentor" en Viena.
REVISTA DEL COLEGIO DE INGENIEROS, ARQUITECTOS Y AGRIMENSORES DE PUERTO RICO N° 2/964 (castellano)
Número dedicado a estudios de tránsito.
ROADS AND ROAD CONSTRUCTION N° 500 (inglés)
La pavimentación de los tableros de puentes.
Observaciones de un ingeniero consultor sobre el movimiento de tierra.
El Duodécimo Congreso Vial Internacional.
ROADS AND ROAD CONSTRUCTION N° 501 (inglés)
Maniobras de vehículos comerciales.
La medición y distribución de costos en el camino.
Plan, equipamiento, materiales.
ROADS AND ROAD CONSTRUCTION N° 502 (inglés)
El puente de Forth Road.
El "by pass" de Newark.
Seguridad en las intersecciones.
Proyectos de importantes caminos.
El Viaducto Tinsley.
Examen de la propiedad de la piedra partida para empleo como filler en mezclas bituminosas en construcción de caminos.
Inversión de los gastos para la construcción de los caminos en el año 1962.
Aprovechamiento a partir del A.A.S.H.O. Road-Test para explicar los costos de los caminos.
Métodos corregidos para determinar valores del tiempo y distancias de los vehículos.
ROADS AND STREETS N° 5/964 (inglés)
Una base de material combinado para una carretera interestatal.
Una construcción acelerada de pilares para un puente.
ROADS AND STREETS N° 6/964 (inglés)
Problemas y métodos de nivelación para una autovía en terreno montañoso.
ROADS AND STREETS N° 7/964 (inglés)
Entubación de un río en una ciudad.
La preparación del cemento en plantas centrales.
ROUTES ET DES AERODROMES N° 384 (francés)
Número dedicado a las reuniones técnicas viales del valle del Ródano.
ROUTES ET DES AERODROMES N° 385 (francés)
Los fondos especiales para la inversión vial.
La iluminación de los cruces trébol viales.
Compactación y construcción de carreteras.
ROUTES ET DES AERODROMES N° 387 (francés)
Estudio de los problemas que se presentan en las carreteras de hormigón.

Los bitúmenes y el revestimiento de carreteras.
ROUTES ET DES AERODROMES
Nº 388 (francés)

Empleo de una hormigonera con moldes deslizables.
La mezcla bitumen-caucho en una carretera.
Construcción de la carretera entre Touggourt-El Oued.
Las nuevas normas norteamericanas para bitúmenes del Asphalt Institute.
ROUTES ET DES AERODROMES
Nº 389 (francés)

El tránsito en las autopistas Oeste y Sur de París.
La financiación y el rendimiento económico de las autopistas.
Aplicación del análisis estadístico en el control de los materiales.
ROUTES ET DES AERODROMES Nº 390
(francés)

Número dedicado a las jornadas técnicas viales.
ROUTES ET DES AERODROMES Nº 391
(francés)

El puente de Arrabida sobre el río Duero en Portugal.
La inauguración de la autopista Auserre-Avallon.
La realización del programa en autopistas.
Desarrollo de un método para el cálculo de calzadas flexibles y el control de su comportamiento (N. N. Ivanov-Prefacio de R. Peltier).
La carretera en la Exposición Nacional Suiza Lausana.
El agua y la carretera.
Disposiciones adoptadas para la reparación de las antorrrutas alemanas.
Obras de arte en zonas de asentamiento.
Resistencia y método de elasticidad del suelo-cemento.
Los cuerpos de calzada estabilizados con escoria.
Relevamiento topográfico y geométrico por medio del helicóptero.
Técnica de la circulación.
Rutas y Aeródromo en China Centinental.
Empleo de emulsiones catiónicas especiales en las sustancias bituminosas.
SERVICIOS PÚBLICOS Nº 3/964

Las obras públicas y el crecimiento nacional.
SERVICIOS PÚBLICOS Nº 4/964

Control de costos en las flotillas camioneras de los gobiernos.
SHELL BITUMEN REVIEW Nº 16 (inglés)

Desarrollo vial en Sarwak.
Libros nuevos sobre betunes.
Abacos Shell 1963 para el diseño de pavimentos flexibles.
STRASSE UND AUTOBAHN Nº 6/964 (alemán)

Las señales con luz intermitente en los pasos a nivel en zonas urbanas.
Las características del asfalto de Trinidad.
Evaluación de la resistencia al deslizamiento de carreteras húmedas.
STRASSE UND AUTOBAHN Nº 7/964 (alemán)

Planificación del tránsito de bicicletas en las ciudades.
Reparación y aumento de resistencia de las carreteras de hormigón.
Fundamentos teóricos del ensayo vial "AASIO".
STRASSE UND AUTOBAHN Nº 8/964 (alemán)

Experiencias suizas con la construcción vial en zonas de turba.
El tránsito en los centros urbanos.

STRASSE UND AUTOBAHN Nº 9/964 (alemán)
Accesos a obradores para la construcción de las rutas en Berlín en 1964.
Ingenieros-Militares como conductores en la construcción de las carreteras del Electorado y Reino de Hannover.
STRASSE UND AUTOBAHN Nº 10/964 (alemán)

Informe de las obras viales 1964 en Berlín.
STRASSE UND VERKEHR Nº 3/964 (alemán-francés)

El empleo del asfalto de Trinidad en la construcción vial.
STRASSE UND VERKEHR Nº 4/964 (alemán-francés)

Número dedicado al corte transversal de las carreteras.
STRASSE UND VERKEHR Nº 7/964 (alemán-francés)

Número dedicado a los túneles viales.
STRASSE UND VERKEHR Nº 8 (alemán)

Número dedicado a las obras de la carretera Walensestrasse.
STRASSE UND VERKEHR Nº 9/964 (alemán, francés)

La autopista a Ginebra.
Los servicios públicos y la construcción de autopistas.
Problemas geotécnicos en la construcción del cruce de "Vengeroa".
STRASSE UND VERKEHR Nº 10/964 (alemán)

Programa de realización inmediata para la ciudad interior de Berna.
Procedimiento para el cálculo de volúmenes con máquina de accionamiento manual.
Ruta Nacional Nº 13 entre Au y Oberriet.
Ensayos con barreras metálicas de seguridad.
TECHNICAL NEWS BULLETIN Nº 6/964 (inglés)

Foto-oxidación en asfaltos.
Efecto de insuflar con aire sobre las condiciones de durabilidad de los asfaltos y tiempo de soplado.
TRAFFIC ENGINEERING Nº 1/964 (inglés)

Dirección de Tránsito y Cooperativa de Investigación.
Anulación de los medidores en el estacionamiento de St. Petersburg.
Comienzo del estudio del transporte en el área de Miami.
Programación de nuevas señales C.P.M. empleadas en Austin.
Dos caminos abandonados se transformarán en rutas con resultado satisfactorio.
TRAFFIC ENGINEERING Nº 2/964 (inglés)

Empleos de radio control y sistema de señales centralizados en Dade County, Florida.
Efecto de diferente señal puesta de manifiesto con la velocidad.
Sacramento ha ampliado el planeamiento de autopistas.
Eficacia de dos tipos de letreros reflectores para detenerse en la noche.
Un análisis de las técnicas usadas en estudios de accidentes.
Norfolk instala un sistema de control de señal único en su género.
Desarrollo de los medios de estacionamiento en Downtown cuyas áreas resultan insuficientes.

Revista "Vialidad"

ÍNDICE DE LAS REVISTAS Nos. 21 AL 30

A. — ARTICULOS TÉCNICOS

	Rev.	Pág.
— Consideraciones acerca de la reunión internacional sobre diseño estructural de pavimentos flexibles, realizada en Ann Arbor, Michigan, EE. UU. Por el Dr. Celestino L. Ruiz	21.....	21
— Distribución del tránsito. Por el Ing. Rodolfo A. Montalvo	21.....	35
— Ensayos en modelos a escala reducida de una viga hueca de hormigón pretensado. Informe: Ings. César J. Luisoni y Héctor M. Somenson	21.....	56
— Algunas consideraciones sobre compactación de mezclas asfálticas. Ing. Raúl G. de Souza	21.....	69
— A propósito del procedimiento suelo-cemento. Por F. Benien, traducción	21.....	87
— Vigas continuas con momento de inercia variable de sección a sección del mismo tramo. Por el Ing. José Petruzzi	22.....	16
— La vegetación y las plantaciones en las carreteras modernas. Por Herman Landgrebe. Traducción	22.....	45
— Curvas para el cálculo y verificación de secciones rectangulares sometidas a la flexión simple mediante el cálculo a la rotura. Ing. Héctor Somenson, Sres. Horacio Marmontí y Bruno Rodríguez ...	22.....	55
— Inspección de materiales con detectores electromagnéticos. Ings. Rafael S. Blanco y Jacobo V. Dreizen	22.....	61
— El "A.A.S.I.I.O. Road Test". Por los Ing. Jorge M. Lockhart y Félix J. Lilli	23.....	3
— Puente ferroviario en la calle 520 de La Plata. Por los Ings. César J. Luisoni y Adolfo A. Giacobbe	23.....	24
— Criterio técnico-económico de diseño y construcción de pavimentos flexibles. Ings. Ernesto F. Weber y Raúl G. de Souza	23.....	29
— Ataguías circulares. Ing. José B. R. Lapi	23.....	45
— Obra vial y paisaje: El concurso para plantaciones en carreteras; Nuevos métodos para la estabilización de taludes con césped. Traducción	23.....	53
— Mezclas asfálticas en caliente. Ing. E. Bisseger. Traducción	23.....	61
— Aspectos financieros de la legislación vial argentina. Ing. José D. Luxardo	24.....	9
— Estudio experimental del puente sobre el Canal 15. Ings. César J. Luisoni, Héctor M. Somenson y Sr. Horacio S. Marmontí	24.....	27
— Bases de suelo-asfalto preparadas y colocadas en caliente. Ings. Luis R. Luna y Agrim. Carlos F. Marchetti	24.....	43
— Problemas de tránsito y soluciones en la ciudad de Buenos Aires. Comisionado Vial Henry A. Barnes	24.....	57
— Un experimento sobre la mezcla por impacto del concreto bituminoso. Ing. E. S. Preston. Traducción	24.....	73
— Estudio experimental del puente sobre el arroyo Corralito. Ings. César J. Luisoni, Héctor M. Somenson y Sr. Bruno Rodríguez	25.....	27
— Empleo y perspectiva de la estabilización con cemento en Francia. Ing. Naldo L. Lombardi	25.....	39
— Impresiones y resultados de estudios en América del Norte. Ing. Juan M. M. Corvalán	25.....	51
— Censo de tránsito en base a origen y destino. Téc. Juan Lis	25.....	66
— Carretera experimental de concreto asfáltico. Traducción	25.....	71

	Rev.	Pág.
— Aspecto mecánico de los automotores y su incidencia en la seguridad vial. Ings. Rafael S. Blanco y Jacobo V. Dreizzen	26.....	3
— Programación de obras y proyectos por el Método P.E.R.T. "Critical Path Method". Ing. Juan M. M. Corvalán	26.....	51
— Método gráfico para la coordinación de un sistema de señales luminosas en intersecciones con distancias diferentes para un flujo bidireccional. Ing. Mario J. Leiderman y Agrim. Juan A. Bilbao	26.....	43
— Tipos y causas de fallas en los pavimentos de carreteras. Ing. F. N. Hveem . Traducción	27.....	3
— Contribución de Mejoras. Agrim. Juan A. Urrutia	27.....	31
— Reconstrucción de un pavimento de hormigón. Ing. Luis A. Cardozo	27.....	35
— Sistema de peaje para la construcción de caminos. Ing. José D. Luxardo	28.....	7
— Comportamiento de pavimento de hormigón con armadura continua. Ing. Reynaldo R. Barrientos	28.....	35
— Alcantarillas prefabricadas para obras de arte menores. Ings. Luis R. Luna y Pedro García Gausi	28.....	53
— Presentación y comentarios sobre los Diagramas Shell 1963 para el diseño de pavimentos flexibles. Dr. Celestino L. Ruiz	29.....	13
— Cálculo gráfico de secciones en terraplén. Ing. Carlos G. Pfeiffer ..	29.....	45
— Hormigón pretensado. Tentativas, recomendaciones y aplicación. Ing. Pedro García Gausi	29.....	51
— Sobre el cálculo de espesores para refuerzo de pavimentos. Dr. Celestino L. Ruiz	30.....	7
— La estabilización de las arenas con ligantes bituminosos. Ing. Victorio Lclu . Traducción	30.....	65
— Algunas consideraciones sobre la construcción de puentes de hormigón pretensado en la Argentina. Ing. Carlos F. Heckhausen	30.....	51
— Algunas normas para la selección del tipo de intersección a diferente nivel. Ing. Juan M. M. Cervalán	30.....	30
— Modificaciones al Manual de Capacidad de Caminos. Ing. Juan M. M. Corvalán	30.....	80
B. — ARTICULOS VARIOS		
— Comportamiento y estudio de los pavimentos flexibles	22.....	52
— Postes de caucho reducen accidentes de tránsito. Transcripción ..	23.....	66
— La Administración de Bosques ante el problema de la erosión ...	24.....	81
C. — NOTAS Y COMENTARIOS		
1. CELEBRACIONES, HOMENAJES, VISITAS, EXPOSICIONES		
— Primer lustro de "VIALIDAD"	21.....	2
— Celebración del DIA DEL CAMINO 1962	21.....	4
— Bodas de Plata con Vialidad	21.....	8
— Comité de Seguridad en el Tránsito	21.....	19
— Saludo del Presidente de Vialidad	22.....	3
— Visita del técnico norteamericano Chester Mc Dowell	22.....	4
— Exposición de equipo	22.....	15
— Impresiones de un visitante. (Chester Mc Dowell)	24.....	3
— Celebración del DIA DEL CAMINO 1963	25.....	4
— Homenaje al Ingeniero Gerardi	25.....	21
— Bodas de Plata con Vialidad	25.....	23
— Sexto aniversario de la revista VIALIDAD	25.....	103
— La institución del DIA DEL CAMINO	28.....	5
— Celebración del DIA DEL CAMINO 1964	29.....	4

	Rev.	Pág.
— Bodas de Plata con Vialidad	29.....	10
— Séptimo aniversario de la revista VIALIDAD	29.....	68
— Visita de los Ings. Millard y Sauterey	29.....	82
2. CONFERENCIAS, CONGRESOS, MESAS REDONDAS, SIMPOSIOS, REUNIONES		
— Mesa Redonda sobre Banquinas	21.....	15
— Segundo Simposio del Equipo Vial	21.....	18
— Tercera Asamblea Plenaria del Consejo Vial Federal	22.....	13
— Segundo Congreso Panamericano sobre Mecánica de los Suelos ..	23.....	80
— Quinto Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito	27.....	64
— Quinto Congreso de Pavimentos. Brasil	28.....	64
— Importante reunión de Intendentes	29.....	69
— Quinto Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito	29.....	72
— Conferencia regional de la I.R.F.	30.....	49
— Segundo Congreso Vial Municipal	30.....	85
3. CONSORCIOS, CONVENIOS		
4. BECAS, CONCURSOS		
— Cuarto Concurso de Trabajos Viales	21.....	11
— Concurso de temas viales para el IX Congreso Panamericano de Carreteras	21.....	101
— Quinto Concurso de Trabajos Viales	23.....	28
— La educación vial en los medios rurales	23.....	67
— Profesional becado a Canadá	23.....	79
— Quinto Concurso de Trabajos Viales	25.....	10
— Concurso escolar de dibujos sobre educación vial	25.....	23
— Sexto Concurso de Trabajos Viales	26.....	55
— Cal para uso vial. Concurso	27.....	73
— Sexto Concurso de Trabajos Viales	29.....	8
— Séptimo Concurso de Trabajos Viales	30.....	83
5. CURSOS, ESCUELAS		
— Escuela de Ingeniería de Caminos	26.....	51
6. VARIOS		
— Nuevo directorio de Vialidad de Buenos Aires	21.....	55
— Organización y funcionamiento de las Zonas Viales	21.....	91
— Trascendencia de nuestras publicaciones	21.....	91
— Ha sido constituido el Comité de Seguridad en el Tránsito	21.....	93
— Cosas del camino	22.....	89
— Ingeniero Eugenio Freyssinet , su fallecimiento	22.....	94
— Boletín de agronomía Vial	23.....	44
— Carrocías construidas en la Zona XI	24.....	42
— Ocho profesionales de nuestra Dirección fueron premiados en V. N. ..	24.....	77
— Don Cayetano Berardone . Su fallecimiento	24.....	80
— Variaciones de costos. Segundo semestre de 1962	24.....	85
— John F. Kennedy	25.....	3
— Primera Olimpiada Vial	25.....	20
— El Ing. Bernardo Calderwood , Presidente de Vialidad	25.....	24
— Aceptóse la renuncia del Ing. Enrique Humet	25.....	65
— Variaciones de costos para el primer semestre de 1963	25.....	91
— Organigrama de la D.V.B.A.	25.....	105
— Ingeniero Horacio M. Montes . Su fallecimiento	28.....	3
— Organigrama de la Jefatura Técnica	28.....	85
— Ingeniero Ubaldo J. A. Folegotto . Su fallecimiento	29.....	83

	Rev.	Pág.
— Organigrama del Dep. Estudios y Proyectos	29	105
— El Ingeniero Calderwood asumió la presidencia del Consejo Vial Federal	30	3
— Índice de las Revistas VIALIDAD Núms. 21 al 30	30	105

D. — OBRAS

1. CONTRATOS Y CONSTRUCCIONES

— Se inauguró el camino pavimentado Brandsen-Ranchos	21	78
— Pavimentación de las calles 520, 120, 32 y 122 de La Plata	21	84
— Inauguración del camino pavimentado La Plata - Arana	21	98
— Contratos firmados por la D.V.B.A. Enero-abril/1963	23	80
— Inauguración de la calle Doce de Octubre	25	17
— Contratos firmados por la D.V.B.A. - Marzo 1963 a Dic. 1964 ..	30	84

2. LICITACIONES

— Licitación del Acceso a Azul	27	62
— Licitaciones de la D.V.B.A. Set.-Oct./964	29	84

3. OBRAS NACIONALES EN LA PROVINCIA

— Obras de Vialidad Nacional en la Provincia. Julio-Set./1962	21	90
— Obras de Vialidad Nacional en la Provincia. Octubre-Diciembre 1962, Enero-Marzo/1963	25	81
— Obras de Vialidad Nacional en la Provincia. Abril-Junio/963	24	26
— Obras de Vialidad Nacional en la Provincia. Julio-Dic./963	26	61
— Obras de Vialidad Nacional en la Provincia. Enero-Marzo/964	27	78
— Obras de Vialidad Nacional en la Provincia. Abril-Junio/964	28	70

4. PLANES, PROYECTOS

— Principales obras con proyectos elevados. Ag.-Dic./1962	22	51
— Estado de las obras del Plan Vial 1959-1963 al 15 de Abril/963 ..	23	71
— Principales obras con proyectos elevados. Enero-Octubre/963	25	88
— Principales obras con proyectos elevados. Oct. 1963/Abril 1964 ..	27	30
— Principales obras con proyectos elevados. Mayo-Julio/1964	28	76
— Estado de las obras del Plan Vial al 5 de octubre de 1964	29	87
— Principales obras con proyectos elevados. Agosto-Dic./964	30	64

5. PRECIOS UNITARIOS

6. RECEPCIONES

— Recepción de obras. Segundo semestre de 1962	22	12
— Recepción de obras. Primer semestre de 1963	24	97
— Recepción de obras. Segundo semestre de 1963	26	60
— Recepción de obras. Primer semestre de 1964	28	69
— Recepción de obras. Segundo semestre de 1964	30	94

7. BIBLIOGRAFIA

— Bibliografía. Libros y revistas. Julio-Set./962	21	96
— Bibliografía. Libros y revistas. Oct.-Nov./1962	22	90
— Bibliografía. Libros y revistas. Enero-Marzo/1963	23	84
— Bibliografía. Libros y revistas. Abril-Junio/963	24	90
— Bibliografía. Libros y revistas. Julio-Setiembre/963	25	94
— Bibliografía. Libros y revistas. Octubre-Diciembre/963	26	56

— Bibliografía. Libros y revistas. Enero-Marzo/964	27	75
— Bibliografía. Libros y revistas. Abril-Junio/964	28	77
— Revistas recibidas. Abril-Junio/964	28	80
— Bibliografía. Libros y revistas. Julio-Setiembre/964	29	97
— Bibliografía. Libros y revistas	30	101

E. — LEGISLACIÓN

1. DECRETOS, LEYES, REGLAMENTOS Y RESOLUCIONES

— Fondo nacional complementario de vialidad. Decreto N° 1271 ..	21	20
— Modificóse el Art. 8° de la ley de Obras Públicas. Decreto-ley N° 8551/62	21	34
— Aprobóse el Estatuto-escalafón de Vialidad de la Provincia. Resolución N° 1596/962	21	68
— Fiscalización del impuesto para el Fondo de Vialidad. Decreto Nacional N° 9198/962	22	88
— Venta de repuestos a las municipalidades. Resolución N° 642	23	60
— Fondo nacional complementario de vialidad. Decreto-ley 2227/963 ..	24	79
— Pago de deudas a Vialidad de la Provincia. Dec.-ley N° 7786/963 ..	25	70
— Transferencias entre los créditos anuales de cada obra. Decreto-ley N° 7415/963	25	86
— Régimen de Coparticipación Vial Municipal. Decreto N° 12118/963 ..	25	86
— Transferencias de equipos a empresas acreedoras de Vialidad en la Provincia. Decreto-ley N° 8143/963	25	87
— Ampliación de plazos de ejecución y adecuación de plazos contractuales. Decreto N° 10379/963	25	89
— El Gobierno Provincial impugnó el Decreto Nacional N° 10670. Decreto N° 2466/963	27	63
— Modificación del Art. 14 de la ley de Obras Públicas N° 6021/959. Decreto N° 6757/964	27	70
— Convenio entre la provincia de Buenos Aires y Yacimientos Petrolíferos Fiscales. Decreto N° 977/964	27	71
— Financiación de obras públicas por peaje. Ley N° 6972/964	30	50
— Impuesto a los combustibles líquidos. Ley 16.657/964	30	95
— Gravámenes sobre los combustibles. Retenciones. Dec. N° 33/965 ..	30	97

2. DISPOSICIONES, DICTAMENES, JURISPRUDENCIA

— Actividad del Departamento Jurídico	21	99
— Actividad del Departamento Jurídico	22	58
— Actividad del Departamento Jurídico	23	69
— Actividad del Departamento Jurídico	24	83
— Actividad del Departamento Jurídico	25	83
— Actividad del Departamento Jurídico	28	71
— Actividad del Departamento Jurídico	29	100
— Actividad del Departamento Jurídico	30	90

Publicaciones de la Dirección de Vialidad

- PUBLICACION Nº 1. Pavimentación de las rutas nacionales Nros. 33 y 226. Convenio entre la Dirección Nacional de Vialidad y la Dirección de Vialidad de la provincia de Buenos Aires. Setiembre de 1957. Agotada.
- PUBLICACION Nº 2. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Anteproyecto, reuniones preliminares. Decreto Ley Nº 17.861 y Decreto Reglamentario Nº 21.280. Noviembre de 1957. Agotada.
- PUBLICACION Nº 3. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Decreto Ley Nº 17.861 y Decreto Reglamentario Nº 21.280. Noviembre de 1957. Segunda edición. Noviembre 1960.
- PUBLICACION Nº 4. Clasificación de Materiales para subrasantes del Highway Research Board (H. R. B.), su correlación con el valor soporte de California e interpretación. Doctor Celestino L. Ruiz. Enero de 1958. Segunda edición, Julio de 1960.
- PUBLICACION Nº 5. Estudio de la red primaria, secundaria y total de caminos de la provincia de Buenos Aires. Ingeniero Enrique Humet. Noviembre de 1958. Segunda Edición. Marzo de 1964.
- PUBLICACION Nº 6. Vigas continuas con momento de inercia variable. Ingeniero Ladislao J. Rozycki. Abril de 1959. Agotada.
- PUBLICACION Nº 7. Mesa redonda sobre el plan vial de la provincia de Buenos Aires, 1959-1963. Noviembre de 1959. Segunda edición, Enero de 1961. Agotada.
- PUBLICACION Nº 8. Autarquía de la Dirección de Vialidad de la provincia de Buenos Aires. Decreto Ley Nº 7823; Decreto Reglamentario Nº 17.486. Nueva edición. Octubre de 1959.
- PUBLICACION Nº 9. Primer Concurso de Trabajos Viales. Octubre de 1959; Segunda Edición, Marzo de 1962. Dimensionado de pavimentos flexibles de Texas y California y su comparación con el procedimiento del C. B. R. utilizado en la provincia de Buenos Aires. Ingeniero Jorge M. Lockhart.
- Método para determinar la homogeneidad de la mezcla en la construcción de bases y subbases de Suelo-Cemento. Maestro Mayor de Obras, Rodolfo A. Duarte.
- El estudio de los suelos para subrasantes. Criterio adoptado por el laboratorio de la D.V.B.A. Agrimensor Carlos F. Marchetti.
- PUBLICACION Nº 10. Ley de Caminos, cercas y tranqueas. Nueva edición. Enero de 1960.
- PUBLICACION Nº 11. "Concentración crítica" de "filler", su origen y significado en la dosificación de mezclas asfálticas. Doctor Celestino L. Ruiz. Febrero de 1960. Agotada.
- PUBLICACION Nº 12. Características físicas de los suelos y sus relaciones. Ingeniero Víctor Carri. Marzo de 1960. Agotada.
- PUBLICACION Nº 13. Segundo Concurso de Trabajos Viales. Octubre de 1960. Agotada.
- Algo sobre la red vial de segundo orden de la provincia de Buenos Aires. Ingeniero Juan R. Villar.
- Costo de los usuarios de caminos en la provincia de Buenos Aires. Ingeniero Ernesto F. Weber y Agrimensor Carlos A. Peña.
- Método de ensayo para obtener relaciones de humedad - densidad. Señor Raúl O. Tejo.
- Rango de suficiencia para carreteras. Ingeniero Ernesto F. Weber.
- PUBLICACION Nº 14. Normas Técnicas de la Dirección de Vialidad de la provincia de Buenos Aires. Segunda edición. Noviembre de 1961.
- PUBLICACION Nº 15. Alcantarillas Tipo. Departamento Estudios y Proyectos. Octubre de 1961. Agotada.
- PUBLICACION Nº 16. Nota sobre el comportamiento práctico de materiales "subnormales" para bases de pavimentos. Doctor Celestino L. Ruiz. Setiembre de 1961.
- PUBLICACION Nº 17. Tercer Concurso de Trabajos Viales. Octubre de 1961.
- Ensayo de estabilidad mediante el penetrómetro de cono. Ingeniero Félix J. Lilli.
- Bases de tosca: Una solución y un problema. Ingeniero Raúl G. de Souza.
- Hacia una reforma sustancial del régimen de adjudicación de obras viales por contrato. Doctor Julio A. Migoni e Ingeniero Juan R. Villar.

- La influencia del agregado de cal a las mezclas de suelo - cemento. Maestro Mayor de Obras Rodolfo A. Duarte y Agrimensor Carlos F. Marchetti.
- Indices de prioridad para la inversión de los fondos de conservación en la red pavimentada. Ingeniero Luis R. Luna.
- Predicción del tránsito vial en la República Argentina. Ingeniero Ernesto F. Weber y Agrimensor Juan A. Bilbao.
- Alcantarillas prefabricadas. Ingenieros Luis R. Luna y Pedro García Gausi.
- La estabilización de suelos con cal en el Estado de Texas. Sus posibilidades en la provincia de Buenos Aires. Ingeniero Félix J. Lilli.
- PUBLICACION Nº 18. La estabilización de los suelos por medio del cemento. Ingeniero R. Peltier; Traducción. Mayo de 1962.
- PUBLICACION Nº 19. Consideraciones sobre la constitución, ejecución, comportamiento y degradación de las capas de base, por acción del tránsito pesado y la intemperie. Ingeniero J. Durrieu. Traducción. Julio de 1962.
- PUBLICACION Nº 20. Introducción a la ingeniería de tránsito. Ingeniero W. T. Jackman. Traducción. Junio de 1962.
- PUBLICACION Nº 21. Función del Laboratorio de Ensayo de Materiales en los Departamentos Viales de los Estados Unidos. Agrimensor Carlos F. Marchetti. Octubre de 1962.
- PUBLICACION Nº 22. Promoción Vial Municipal. Encuesta sobre organización vial en las comunas. Ingeniero Félix E. Poggio. Abril de 1962. Agotada.
- PUBLICACION Nº 23. Diseño estructural de pavimentos flexibles. Ingeniero Félix J. Lilli. Octubre de 1962.
- PUBLICACION Nº 24. Interpretación osmótica del hinchamiento de los suelos expansivos. Doctor Celestino L. Ruiz. Diciembre de 1962.
- PUBLICACION Nº 25. Previsiones para la seguridad y rapidez del tránsito. Ley Nº 6312. Abril de 1962.
- PUBLICACION Nº 26. Grandes rutas del Plan Vial 1959-1963. Enero de 1962. Agotada.
- PUBLICACION Nº 27. Problemas de la adhesividad en la técnica de los revestimientos carreteros. Ingeniero Jacques Bonitzer. Octubre de 1962.
- PUBLICACION Nº 28. Cuarto Concurso de Trabajos Viales. Octubre de 1962.
- Determinación de los vacíos de las mezclas asfálticas en forma directa. Agrimensor Pedro R. Sosa y Técnico Químico Norberto O. Ferrari.
- Investigación de las desviaciones individuales entre operadores y su comparación con un operador automático en las medidas del ensayo Marshall. Agrimensor Julián Ruiz.
- Interpretación del ensayo "Equivalente de arena". Maestro Mayor de Obras Adrián Duarte y Agrimensor Carlos F. Marchetti.
- Hormigón pretensado. Tentativas, recomendaciones y aplicación. Ingeniero Pedro García Gausi.
- El camino de tierra y su circunstancia bonaerense. Ingeniero Juan R. Villar.
- Apuntes sobre mantenimiento preventivo de máquinas viales. Señores Alberto R. Cangelosi y Pedro S. Cuomo.
- PUBLICACION Nº 29. Segundo Simposio del Equipo Vial. Octubre de 1962.
- PUBLICACION Nº 30. Consideraciones acerca de la reunión internacional sobre diseño estructural de pavimentos flexibles, realizada en Ann Arbor, Michigan, EE. UU. Doctor Celestino L. Ruiz. Enero de 1963.
- PUBLICACION Nº 31. Distribución del Tránsito. Ingeniero Rodolfo A. Montalvo. Febrero de 1963.
- PUBLICACION Nº 32. Inspección de materiales con detectores electromagnéticos. Ingenieros Rafael S. Blanco y Jacobo V. Dreizen. Marzo de 1963.
- PUBLICACION Nº 33. Vigas continuas con momento de inercia variable de sección a sección del mismo tramo. Ingeniero José Petrucci. Abril de 1963.
- PUBLICACION Nº 34. Mesa redonda sobre banquetas. Trabajos, experiencias, investigaciones. Octubre de 1962.
- PUBLICACION Nº 35. Observaciones sobre las exigencias y contralor de la compactación de las subrasantes. Doctor Celestino L. Ruiz. Agosto de 1963.
- PUBLICACION Nº 36. Puente arco laminar rígido. Ingenieros César J. Luisoni y Adolfo A. Giacobbe. Setiembre de 1963.
- PUBLICACION Nº 37. Catálogo de la Biblioteca Técnica René A. Fémis. Noviembre de 1963.
- PUBLICACION Nº 38. Quinto Concurso de Trabajos Viales. Octubre de 1963.
- Tramos experimentales de bases construidas con granito desintegrado. Ingenieros Félix J. Lilli y Reynaldo R. Barrientos.

Sugerencias extraídas del estudio y comienzo de construcción de una obra cuyo llamado a licitación fue hecho por el procedimiento denominado "Tabla de Valores de Precios Unitarios". Ingeniero José M. Kenny.

Estudio de la correlación entre las medidas de estabilidad de suelos finos obtenidos en los ensayos de Valor Soporte California (C.B.R.) y penetrómetro de cono. Señor Roberto T. Santángelo.

Agrimensura vial. Métodos en relacionamiento y planialtimetría. Agrimensor Edgardo A. Rothsche.

Costos unitarios de transporte sobre camiones. Ingeniero Matías Yuffe y Agrimensor Norberto Lanotta.

Bases para un proyecto de especificaciones sobre motoniveladoras. Ingenieros Jacobo V. Dreizen y Rafael S. Blanco.

Influencia de las características del suelo en la dosificación de mezclas de suelo-cemento. Mapa tentativo de los porcentajes óptimos de cemento para la dosificación de mezclas de suelo-cemento en la provincia de Buenos Aires. Señores Adolfo H. Delorenzo y Omar R. Ocampos.

Hacia un horizonte. Ingeniero Eduardo A. Petrucci y Señor Carlos Novoa.

Ensayo sobre el tránsito de la ciudad de Bahía Blanca. Señor Juan Lis

Obras licitadas por el Sistema de Tablas. Ingenieros Roberto Meneses y Horacio Claudio.

PUBLICACION Nº 39. Accesos a centros urbanos. Ingeniero Eduardo A. Petrucci. Mayo de 1964.

PUBLICACION Nº 40. Programación de obras y proyectos por el Método P.E.R.T. "Critical Path Method". Ingeniero Juan M. M. Corvalán. Marzo de 1964.

PUBLICACION Nº 41. Construcción de caminos por el sistema de peaje. Ingeniero José D. Luxardo. Agosto de 1964.

PUBLICACION Nº 42. Tipos y causas de fallas en los pavimentos de carreteras. Ingeniero F. N. Hveem. Traducción. Julio de 1964.

PUBLICACION Nº 43. Problemas de diseño y comportamiento de pavimentos en la provincia de Buenos Aires. Ingenieros Jorge M. Lockhart y Félix J. Lilli. Setiembre de 1964.

PUBLICACION Nº 44. Alcantarillas prefabricadas para obras de arte menores. Ingenieros Luis R. Luna y Pedro García Gausi. Octubre de 1964.

PUBLICACION Nº 46. Presentación y comentarios sobre los Diagramas Shell 1963 para el diseño de pavimentos flexibles. Doctor Celestino L. Ruiz. Diciembre de 1964.

PUBLICACION Nº 47. Hormigón pretensado. Tentativas, recomendaciones y aplicación. Ingeniero Pedro García Gausi. Diciembre de 1964.

PUBLICACION Nº 50. Apuntes sobre mantenimiento preventivo de máquinas viales. Señores Alberto R. Cangelosi y Pedro S. Cuomo. Marzo 1965.

Plan Vial de la provincia de Buenos Aires, años 1959 - 1963. Tomos I y II. Síntesis, memoria, descripción, factores considerados, longitudes, red primaria y secundaria, comparaciones estudio económico, tránsito, índices económicos, obras. Primera, Segunda y Tercera edición.

Primer Simposio Técnico de Banquinas. Noviembre de 1959.

Segundo Simposio de Banquinas. Octubre de 1960.

Normas Técnicas de la Dirección de Vialidad de la provincia de Buenos Aires. Junio de 1961. Primera Edición.

Primer Simposio del Equipo Vial. Octubre de 1960.

Día del Camino. Octubre de 1960.

Revista "VIALIDAD", trimestral, Nros. 1 al 30.

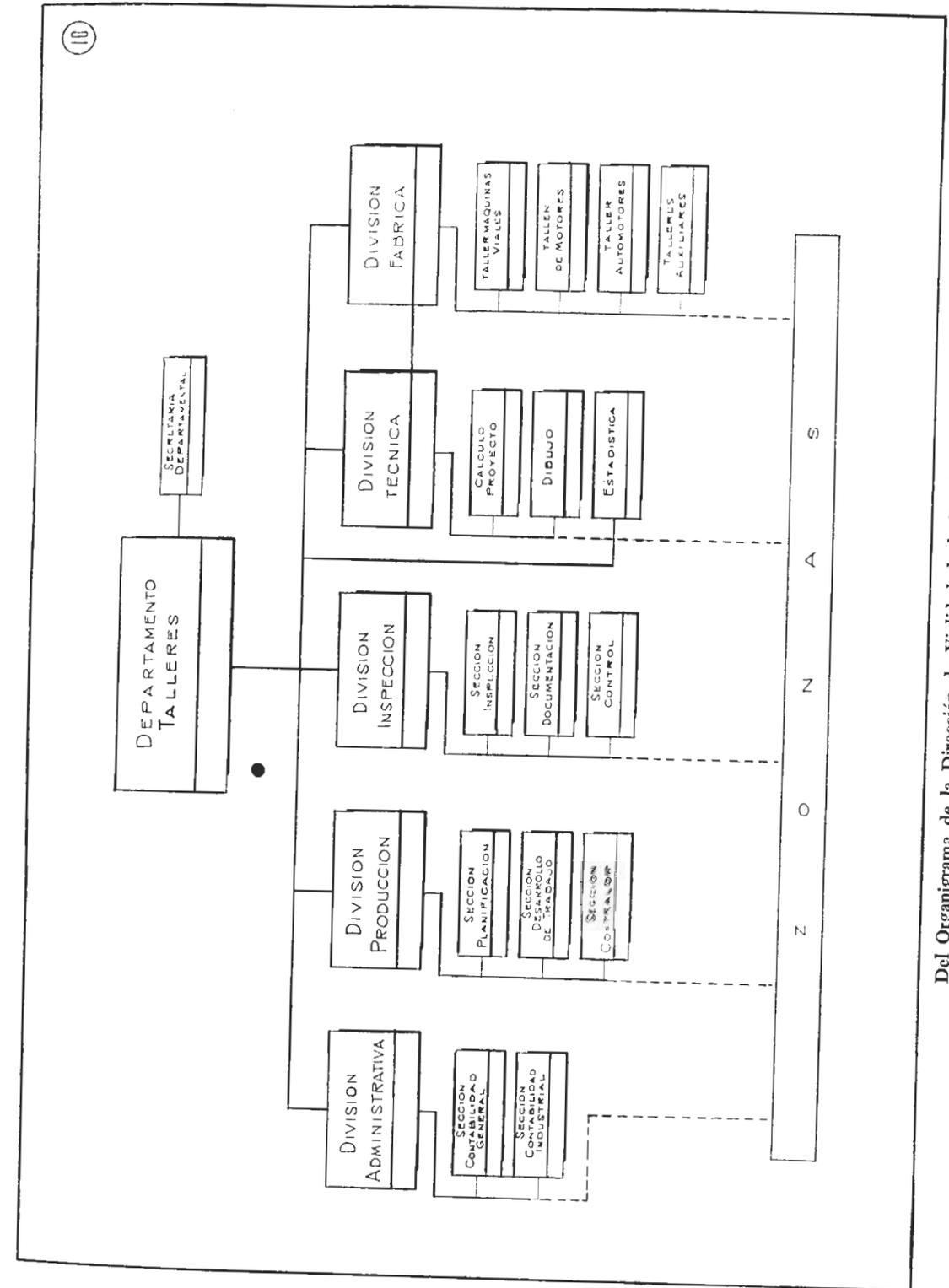
Boletín Bibliográfico, mensual, Nros. 1 al 94.

EN PREPARACION

PUBLICACION Nº 45. Sexto Concurso de Trabajos Viales. Contendrá los siete artículos premiados.

PUBLICACION Nº 48. Criterio de calidad y bases para la adquisición de cales destinadas a la corrección y estabilización de suelos. Ingeniero Félix J. Lilli.

Organización de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires



Del Organigrama de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. Departamento Talleres.