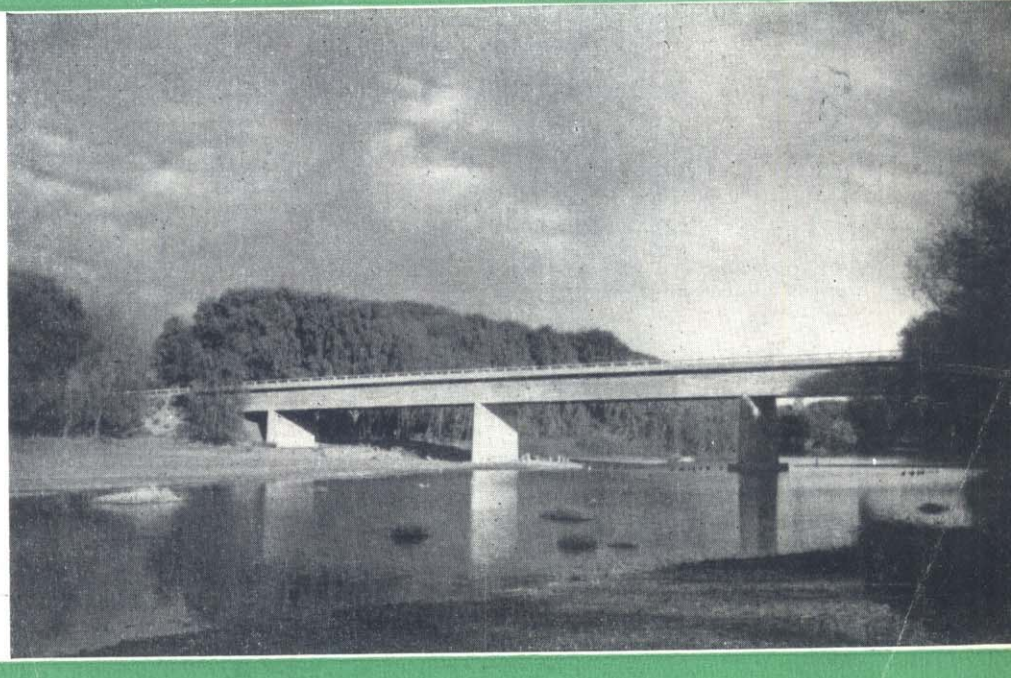
CARRETERAS

Año IV Nº 13
ENERO-MARZO 1958

Asociación Argentina de Carreteras



CONSEJO DIRECTIVO
DE LA
ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

ADHERIDA A LA INTERNATIONAL ROAD FEDERATION

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

COMISION REVISORA DE CUENTAS

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

DELEGACION CORDOBA

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

DELEGACION LA PLATA

Presidente	JUAN F. GARCIA BALADO	(Centro de Ingenieros de la provincia de Buenos Aires)
Vocales	ADOLFO GRISI	(Cámara de Comercio)
	JOSE MARTIN	(Rotary Club)
	PEDRO PETRI7	(Dirección de Vialidad de la provincia de Buenos Aires)
	ANGEL F. PLASTINO	(Cámara Argentina de la Construccion)
	JORGE T. RECA	(Yacimientos Petrolíferos Fiscales)

DELEGACION MENDOZA

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

DELEGACION SANTA FE

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

Carreteras

ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

Año IV N° 13

ENERO - MARZO 1958

Director
Ing. ENRIQUE HUMET
Reg. Prop. Int. Nº 489.163

Secretario de Redacción
ANTONIO P. LOMONACO

CARRETERAS,
revista trimestral editada por la Asociación Argentina de Carreteras.

Adherida a la Asociación de la Prensa Técnica Argentina

Dirección, Redacción y Administración:
VENEZUELA 770
Buenos Aires - Argentina

Dirección Cablegráfica
"CARRETERAS"
Teléfonos:
30 - 0889 y 34 - 8076

SUMARIO

Pág.

LA VIALIDAD ARGENTINA ANTE EL NUEVO GOBIERNO. (Editorial) 2

PATROCINADO POR I.R.F. VISITO LA ARGENTINA EL ING. CHARLES D. CURTISS. (Textos de las conferencias pronunciadas) ... 3

INFORME DE NUESTRO DELEGADO AL VII CONGRESO PANAMERICANO DE CARRETERAS 13

PROYECTO DE UN PAVIMENTO DE HORMIGON. (Premiado por el Instituto del Cemento Portland Argentino).
Por el ingeniero civil Armando Cima 16

PORTADA: Vista panorámica del puente sobre el brazo Sud del Río Negro, en la ruta nacional Nº 250 a la altura de la localidad de Pomona.

CONTRATAPA (interior): Puente internacional sobre el río Bermejo en la ruta Nº 50, tramo Orán (Salta) - Tarija y Potosí (Rep. de Bolivia), en Aguas Blancas. Este puente ha sido inaugurado recientemente. La fotografía muestra un aspecto de la obra tal como se encontraba en el mes de mayo del año próximo pasado.

CONTRATAPA (exterior): Del sistema nacional de señales camineras: Señal de orientación. Se coloca debajo de otras señales y en su mismo poste. Sirve para confirmar la ruta.

La Vialidad Argentina

ante el Nuevo Gobierno

CUANDO se piensa en términos de desarrollo económico es ya casi un lugar común la colocación de la cuestión caminera en uno de los primeros planos. En efecto ya nadie piensa que es posible conseguir un ordenamiento económico de un país sin la instalación y eficaz funcionamiento de esa infalible máquina productora de progreso que es una red caminera viable que se extienda ampliamente por todo el territorio abarcado por esa comunidad.

Estas reflexiones vienen al caso ante el próximo cambio gubernamental, que acaecerá el 1º de Mayo venidero, porque siempre estos acontecimientos son propicios a las recapitulaciones y a los análisis y por que, ante ellos, todos los sectores de la población del país se colocan en una posición de esperanzada expectativa y de reflexiva ponderación de las posibilidades futuras.

En el caso que atrae nuestra atención juzgamos oportuno expresar cuál es el sentimiento, prácticamente unánime, que priva en los círculos dedicados a los asuntos camineros de la República. Lo juzgamos oportuno porque son grandes las necesidades viales y porque importa mucho no errar en los procedimientos ni en la aplicación de los escasos recursos con que se cuenta para la ejecución de las obras camineras demandadas, cada vez con más amplitud, en la empresa de recuperar la economía nacional y de propulsar su desenvolvimiento posterior.

La opinión generalizada es que los próximos gobiernos —de la Nación y de las provincias— deberán atender los aspectos técnicos, financieros y administrativos, en lo que a la vialidad se refiere, de tal modo que se conjuguen armónicamente y que produzcan un resultado positivo que combine, a la vez, la mayor eficiencia y economía con la exigida rapidez en la ejecución y la mejor y más fecunda distribución de las obras que se realicen.

No es, en modo alguno, fruto de la inventiva más o menos ingeniosa de algún grupo de expertos, la adopción del sistema de autarquía técnico-financiero-administrativo de los organismos oficiales de vialidad. Por el contrario una probada experiencia mundial ha revelado que, definitivamente, ese régimen es el único que permite aquella favorable conjugación de factores y la obtención de aquellos frutos que se expresaron más. arriba. En lo que concierne a nuestro país merece mencionarse el caso de la provincia de Buenos Aires que en menos de dos años ha realizado con un régimen de autarquía, una labor que no tiene parangón con la llevada a cabo en un lapso similar de administración centralizada. De allí que sea explicable esa generalizada inclinación que sienten, por ese régimen, todos aquellos que de una u otra manera están vinculados a los problemas viales del país. Y de allí, también, que se haya polarizado el interés y la esperanza que, ante el inminente cambio de gobierno, ellos experimentan como integrantes de un importante sector de la actividad general de la República.

En suma, entonces, lo que se espera es que las nuevas autoridades del país favorezcan, en estas materias viales, la capacitación técnica y financiera de los organismos de vialidad y de los encargados de ejecutar, sobre el terreno, las obras respectivas, y que, en cuanto a la estructura de los organismos oficiales, se mantenga el régimen de autarquía de los que lo poseen y les sea concedido a los que aún no lo han incorporado a su sistema operativo.

Creemos que esa política no sólo satisfará las esperanzas del momento, sino que señalará, en caso de adoptarse, un promisorio paso para las realizaciones camineras que reclama el desarrollo futuro de la República.

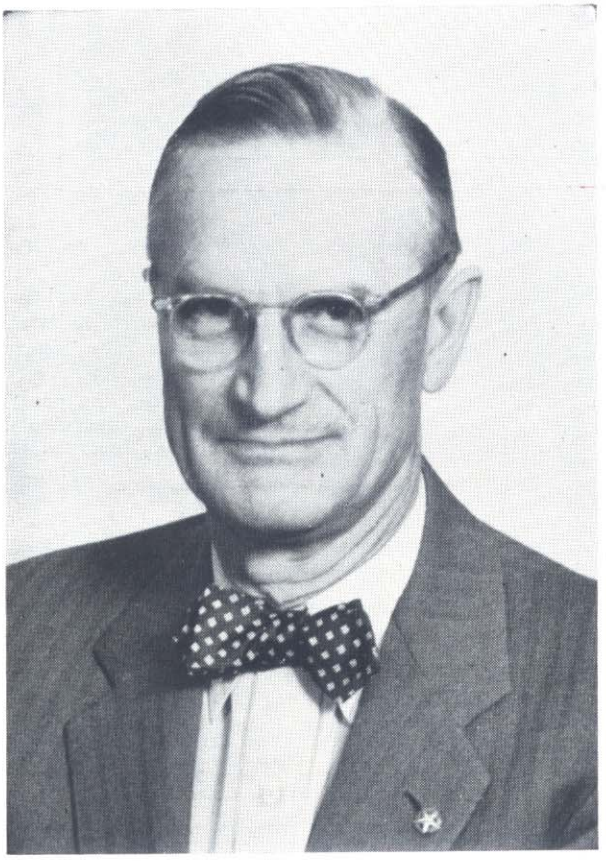
ASOCIACIÓN ARGENTINA DE CARRETERAS

Patrocinado por IRF Visitó la Argentina el Ing. Charles D. Curtiss

Pronunció Conferencias Sobre Temas Viales

EL día 6 de marzo llegó a Buenos Aires el ingeniero Charles D. Curtiss, ex comisionado de Caminos Públicos de los Estados Unidos de Norteamérica, que estaba realizando una jira por Centro y Sud América, con el patrocinio de la International Road Federation.

La Asociación Argentina de Carreteras en conocimiento del viaje que planeaba realizar el Ing. Curtiss, realizó un convenio con la Dirección Nacional de Vialidad, para que, conjuntamente ambos organismos, pidiesen a este eminente técnico vial norteamericano, que extendiese su viaje hasta nuestro país con el fin de pronunciar algunas conferencias sobre temas de su especialidad.



Charles D. Curtiss
Ex Comisionado de Caminos Públicos de EE. UU.

Este interés demostrado por las dos organizaciones mencionadas nace de la sobresaliente actuación que le ha cabido al Ing. Curtis en el cammes viales de su país. En efecto experimenta este distinguido profesional, la satispo de las realizacio- facción de haber tenido en sus manos la conducción máxima de los difíciles problemas viales de su país. Su brillante desempeño su dilatada experiencia y su aguda penetración para encarar las cuestiones que de continuo llegaban a sus manos para ser resueltas, confieren al Ing. Curtiss una indiscutible autoridad en esta materia. De allí que su palabra fuese aguardada como una contribución de conocimiento y de experiencia en los círculos que hoy encaran, en la Argentina, la realización de las obras viales que demanda la República.

La iniciativa de la Asociación y de Vialidad Nacional tuvo favorable resultado con lo cual pudieron realizarse las conferencias programadas, las que se llevaron a cabo los días 10 y 12 de marzo, siendo la primera en el salón de actos de la Dirección Nacional de Vialidad y, la segunda, en la sede de la Asociación Argentina de Carreteras.

Además de esos actos las dos instituciones hicieron objeto, al huésped, de agasajos diversos que permitieron crear un ambiente de cordialidad cuyos frutos permiten anticipar un mayor acercamiento con los círculos viales norteamericanos y un activo intercambio de informaciones entre especialistas de ambos países.

El día 14 de ese mes el Ing. Curtiss —que realizó su viaje en compañía de su señora esposa— partió de Buenos Aires rumbo a Santiago de Chile. Para despedirlo el día anterior se le ofreció un vino de honor en la sede de la Asociación, en cuya oportunidad hizo uso de la palabra el Ing. Jorge Z. Klinger, vicepresidente del organismo vial de la Nación, que agradeció la presencia del visitante y formuló votos por una fructífera continuación de los lazos establecidos en esta oportunidad. También lo hizo, en nombre

El ingeniero Charles D. Curtiss durante su disertación en la Asociación Argentina de Carreteras

Discurso del Ing. Edgardo Rambelli

EN mi carácter de vicepresidente de la Asociación Argentina de Carreteras, me corresponde el privilegio de presentar a ustedes en esta oportunidad, al Ing. Charles D. Curtiss, quien disertará con su indiscutida versación sobre el tema: "Planeamiento y Financiación de Caminos en Estados Unidos de América".

A fines del año pasado, el Ing. Curtiss se retiró para gozar de un merecido descanso después de 38 años de distinguidos servicios en el Bureau of Public Roads de los EE. UU., en donde por merecimientos propios innegables llegó a ocupar con extraordinario dinamismo y brillantez el más alto cargo de dicho organismo.

Quien haya tenido oportunidad de tener algún contacto con el ambiente vial norteamericano sabe perfectamente que el Ing. Curtiss es uno de esos hombres que nacen predestinados para cumplir una misión específica en nuestro mundo, poniendo para el logro de ello el esfuerzo de toda su vida y su extraordinaria capacidad, inteligencia y honradez.

El mejoramiento vial de su país fué su obsesión desde joven y así vemos que nuestro distinguido huésped, luego de haber obtenido diversos títulos técnicos en las Universidades del Estado de Michigan, Iowa y Nueva York, se entrega de lleno a su tarea, comenzando en el año 1919 al lado del Ing. Tomás H. Mac Donald, cuando el programa de ayuda federal para caminos en EE. UU. recién comenzaba a tomar algún impulso. En esa oportunidad le fué encomendado el desarrollo de los procedimientos y prácticas administrativas y fiscales. Su éxito queda bien señalado por el hecho de que aún hoy sus principios y planes básicos de organización se mantienen invariables a través de los años.

En el año 1927 fué nombrado jefe de la División de Control y en 1943 quedó a su cargo la parte administrativa y financiera del Bureau.

de esta institución, el Ing. Edgardo Rambelli, vicepresidente de la Asociación, y, finalmente, respondió el Ing. Curtiss que expresó su agradecimiento por las atenciones recibidas durante su estadía y su satisfacción por la forma como se había desarrollado todo el programa preparado para estas circunstancias.

Cabe consignar la actuación que le cupo al Ing. Juan Manuel Ben, de la Dirección Nacional de Vialidad, que tuvo a su cargo, durante todo el tiempo que permaneció en ésta el Ing. Curtiss, la atención personal del huésped como su asistente y la traducción de las conferencias pronunciadas, lo que se llevó a cabo de una manera excelente gracias a medidas y sistemas que adoptó e hizo funcionar a la perfección.

A continuación damos los textos completos de las conferencias pronunciadas por el ingeniero Curtiss y las palabras que pronunció el vicepresidente de esta entidad, Ing. Rambelli, al presentar al orador en la oportunidad de la disertación realizada en la sede de esta institución.

"CAPITAN" CURTISS

CUANDO Estados Unidos entró en la primera guerra mundial el Ing. Curtiss prestamente se enroló en las filas armadas de su patria.

Dados sus conocimientos técnicos fué incorporado al cuerpo de ingenieros con el que participó en acciones en Francia, ostentando el grado de teniente. Posteriormente, en mérito a su desempeño, fué ascendido a capitán, en cuyas circunstancias fué responsable de los trabajos viales que el ejército tuvo que emprender en el distrito de Angers.

Desde entonces pasó a ser el "capitán Curtiss" para siempre y es con ese título militar como afectuosamente es denominado por sus compañeros y amigos.

Dichos textos han sido extraídos directamente de las grabaciones efectuadas en cada una de las oportunidades en las que el ingeniero Curtiss hizo uso de la palabra y corresponden a la traducción castellana de la exposición realizada en idioma inglés.

El 14 de enero de 1955 fué designado Comisionado de Caminos Públicos ("Commissioner of Public Roads") y fué a él a quien correspondió la difícil tarea de preparar y dar comienzo al colosal programa actual de construcción vial en EE. UU.

A medida que el Sr. Curtiss iba escalando posiciones el éxito de los planes viales de su país se debió cada vez más a sus propios méritos y extraordinaria capacidad fácilmente apreciada si se detiene uno a pensar que el organismo que él dirigía tiene un presupuesto para el año fiscal de 1959 de 2.875 millones de dólares.

Dicho organismo también supervisa los trabajos en la carretera panamericana en América Central y colabora con diversos gobiernos en la planificación y ejecución del desarrollo vial de sus respectivos países.

El Sr. Curtiss ha sido también un miembro destacado de numerosas comisiones de orientación de la American Association of State Highway Officials y de la Highway Research Board.

En noviembre de 1957, el jurado de la A.S.S.H.O. y A.R.B.A. y Highway Research Board le concedieron el premio George S. Bartlett, la más alta distinción en el campo vial por su sobresaliente contribución al progreso caminero.

En 1951 recibió la medalla de oro del Departamento de Comercio de los EE. UU. por su destacada actuación en la administración del programa vial de ayuda federal.

Por último mencionaremos que en los años 1953 y 1955 mereció el premio "Alumnas" y "Centennial" de la Universidad del Estado de Michigan.

La oportunidad de tener en nuestra capital a tan distinguido huésped se debe a una feliz iniciativa de la Internacional Road Federation con sede en Washington, concretada por un esfuerzo de la Asociación Argentina de Carreteras, conjuntamente con la Dirección Nacional de Vialidad.

Seguro de interpretar el sentir de todos los técnicos con inquietudes viales de mi país, no podría dejar pasar esta oportunidad de rogar al Sr. Curtiss quiera ser a su regreso fiel intérprete de nuestros sentimientos de sincera amistad y alto aprecio a todos los funcionarios del "Bureau", como así también a los distinguidos colegas e investigadores viales de su país por las diversas atenciones que muchos de nosotros hemos recibido durante ocasionales visitas a su país como también en reconocimiento de lo provechoso que nos resulta en nuestra práctica sus valiosos trabajos e investigaciones que tanto y tan bien han servido para el avance de la técnica vial en nuestro país.

El vicepresidente 1º de la Asociación Argentina de Carreteras, Ing. Edgardo Rambelli, presenta al orador con motivo de la conferencia pronunciada en la sede de esta institución

El Plan Actual de Caminos en Estados Unidos

Conferencia pronunciada por el Ing. Charles D. Curtiss en la sede de la Dirección Nacional de Vialidad el día 10 de marzo de 1958.

EN esta gira que realizo bajo los auspicios de la International Road Federation, traigo la representación del Bureau of Public Road y los saludos del señor presidente y de sus directores. Además traigo la representación de la American Road Building Asociation, entidad a su vez representada en Estados Unidos por la International Road Federation.

Describiré ahora el plan de carreteras de los Estados Unidos:

Nacimiento de los Organismos Viales Norteamericanos

Hasta fines de la última centuria la construcción y mantenimiento de carreteras de los Estados Unidos dependía exclusivamente de autoridades locales y municipios de las ciudades mismas. En 1893 en los Estados de Nueva Jersey y Massachusetts aparecieron las primeras entidades de vialidad que consistían en un organismo ocupado del mantenimiento y conservación de carreteras. Llegando al año 1890, la Secretaría de Agricultura, de acuerdo con una ley del Congreso, estableció las entidades precursoras del actual Bureau of Public Road o sea el Departamento Nacional de Carreteras.

Esta entidad a la cual he hecho mención, en aquel tiempo no desarrolló funciones constructivas, sino más bien educacionales, digamos específicas. Daba instrucciones sobre la manera de construir caminos. En aquel tiempo los caminos se consideraban como vías para ayudar a la agricultura.

En 1913 se hicieron algunos trabajos de relativa importancia. En 1914 se constituyó la American Association State Highway Officials o sea la Sociedad Americana de

Funcionarios de Carreteras. En 1956 esa sociedad fué la que consiguió por medio de sus gestiones, la promulgación de la primera ley de ayuda federal estadounidense. En esa ley se habían establecido planes camineros con un fondo de 25 millones de dólares que la primera guerra mundial, cuando Estados Unidos entró en guerra en 1917, hizo que esos planes resultaran desvirtuados.

Las Leyes de Vialidad

Después de la guerra, en el año 1921, se promulgó la segunda ley de ayuda de carreteras. Esta ley establecía en sus bases principales lo siguiente: 1º: Cooperación del Gobierno Federal con los Estados en la formulación de programas carreteros; 2º: Cada Estado, de acuerdo a su ley, debía tener un departamento de carreteras adecuadamente organizado y equipado para el desarrollo de sus actividades específicas; 3º: Los fondos federales debían ser empleados en un sostenimiento estable de carreteras; 4º: Los fondos debían prorratearse entre los Estados sobre bases de determinadas fórmulas preestablecidas por ley y sobre índices de población, áreas y longitud de caminos.

Esta ley, o sistema de prorrateo, fué sucesivamente modificada, de acuerdo con las necesidades de la época. La última modificación fué la de 1956 que es aplicable al presupuesto de 1960. El quinto punto de estas bases manifiesta que los Estados contribuyen al fondo federal con fondos propios. En una palabra el prorrateo se haría en partes proporcionales, mitad de los Estados y mitad del Gobierno Federal, para los programas de redes primarias, secundarias y urbanas; 6º: Los Estados tienen iniciativas con relación a las rápidas soluciones a incluir en los sistemas y en la solución de proyectos de mejoramiento; 7º: Los Estados hacen los estudios, analizan los proyectos, conciertan los contratos y supervisan la construcción. Todo esto, sujeto a revisión, inspección y aprobación del Departamento Federal de Carreteras; 8º: Los Estados mantienen las carreteras construídas con la ayuda federal a sus expensas. Ahora, esta ayuda federal puede ser suprimida por el Gobierno Federal, si los Estados no proveen o descuidan el mantenimiento.

La ley de referencia ha sufrido modificaciones posteriores y ha sido complementada muchas veces, pero sus bases todavía se mantienen. Con respecto a las modificaciones más importantes puede citarse la de 1934, por la cual cada Estado puede hacer efectivo el uno y medio por ciento de su cuota de ayuda federal, sin necesidad de que ese mismo Estado realice aportes para financiar estudios técnicos y económicos. Esto ha dado origen y comienzo al llamado gran planeamiento estatal. Sobre este asunto se volverá a hablar en la próxima conferencia.

En 1944 tuvo lugar otra importante enmienda que consistió en preverse la selección del sistema de caminos secundarios y de los fondos autorizados para su mejoramiento. Estas caminos secundarios se dirigían hacia las granjas o chacras y los otros fondos específicos eran autorizados para caminos en áreas urbanas. Tales fondos se prorrateaban entre poblaciones mayores de cinco mil habitantes. La distribución de los fondos federales se hacía en esta proporción: 45 % se destinaba a la red primaria de carreteras, 30 %, a la red secundaria de carreteras y el resto, 25 %, a la red urbana de carreteras.

Otro factor muy importante de la ley de 1944 es el aporte que previó la selección del sistema de carreteras estatales cuya longitud no excedería de 45.000 millas entre las principales áreas metropolitanas, ciudades, centros industriales o el servicio de defensa de zonas fronterizas como ser Canadá y México.

Los fondos de la ayuda federal fueron incrementados también grandemente, alcanzando aproximadamente un aporte de 125 millones de dólares antes de la segunda guerra mundial. En los primeros años de esta guerra promedió los 500 millones de dólares.

En 1954 se promulgó otra ley que abarcaba nuevos y mayores incrementos de los fondos de ayuda federal para las redes primarias, secundarias y urbanas, alcanzando a la suma de 700 millones de dólares para estas redes y para el sistema interestatal ya mencionado que alcanza a la suma de 175 millones de dólares.

El Plan Actual

En 1954 se promulgó otra ley que abarcaba nuevos y Federal un programa gigantesco de carreteras que se concretó en la ley de ayuda federal de 1956. Los factores principales de esta ley son los siguientes: 1º — Se autoriza a invertir 25 mil millones de dólares en un período de 13 años para completar el sistema interestatal; 2º — Se incluye la palabra "defensa" en la denominación de este sistema; 3º — Se aprueba el aumento

Durante la conferencia en la Dirección Nacional de Vialidad aparecen en la fotografía de izquierda a derecha el Ing. jefe de esa repartición Ing. Ricardo A. Mafía, el orador ingeniero Charles D. Curtiss y el presidente de Vialidad Nacional Ing. D. Justiniano Allende Posse

de la extensión del sistema a 41 mil millas —anteriormente era de 40 000—; 4º — Se estipula que los proyectos del sistema interestatal vigente se realicen con altas seguridades y amplias zonas de camino con accesos controlados y apropiados para soportar el tránsito previsto, por ejemplo, para 1975; 5º — En atención a la importancia del sistema interestatal para la economía y defensa nacional se eleva la participación de ayuda federal hasta el 90 por ciento del costo; 6º — Se incrementan los fondos de los sistemas principal y secundario a 850 millones de dólares para 1958 y a 875 millones para 1959.

Por primera vez se sanciona un programa de considerable magnitud que podríamos llamar de magnitud gigantesca tanto para las entidades que intervienen, como para los proveedores, las dependencias estatales, los contratistas, los fabricantes de equipos y los productores de materiales. El gobierno federal, desarrolla también programas de caminos para servicios permanentes en bosques y parques nacionales y en caminos de reservas aborígenes.

Los fondos invertidos en estos últimos tipos de caminos ascienden a 72 millones de dólares anuales.

La Organización Administrativa

Procederé ahora a describir la organización administrativa en todo el territorio nacional:

La longitud del sistema cubierto por la ayuda federal se puede dividir, para el sistema primario, en una longitud de 249.736 millas, de las cuales la mayoría, 288.536, corresponden al sistema rural. El resto pertenece al sistema urbano. Los caminos interestatales ya mencionados ascienden a 41 mil millas. Asciende el sistema secundario a un total de 528 378 millas. La longitud total de las carreteras estatales es de 526.212 millas. Ahora, en total, en Estados Unidos, en tres mil condados y quince mil municipios y pueblos, hay una longitud de caminos de tres millones trescientas mil millas.

Veamos ahora la organización administrativa del Departamento de Carreteras.

Existen funcionarios de calidad estable y otros considerados políticos o movibles. Este Departamento depende de la Secretaría de Comercio. El secretario de Comercio es designado por el presidente de la República; como así también el secretario de Transportes y el Administrador General de Carreteras. Las sedes de estas autoridades están en Washington. El secretario de Transportes y el secretario de Comercio designan al Comisionado de Carreteras, funcionario que tiene ingerencia directa de su gobierno. El resto del personal pertenece al llamado servicio civil, que es escalafonado y no puede ser revelado sino con causa justificada. Los cargos más importantes del servicio civil están desempeñados por los siguientes funcionarios: Comisionado delegado que es a su vez ingeniero jefe; Comisionado asistente de ingenieros; Comisionado asistente de administración; comisionado asistente de operaciones o explotación y Comisionado asistente en investigaciones.

Hay también 9 ingenieros regionales. En Estados Unidos las regiones comprenden de 4 a 8 Estados.

Además existen también 52 ingenieros divisionales, uno por cada Estado que son 48 y además Hawaii, Columbia, Distrito Federal, Puerto Rico y Alaska. Los ingenieros y cuerpos federales trabajan en estrecha vinculación con los departamentos estatales de caminos.

Los Departamentos de Vialidad de los Estados

Describiré ahora uno de los departamentos estatales de caminos más importantes de EE. UU.: California. California es uno de los Estados de enorme extensión y más desarrollado dada la proporción de automóviles que posee con respecto al país, que es del 10 por ciento o sea aproximadamente entre 6 y 7 millones de unidades.

El Departamento estatal de Carreteras de California está dirigido por una comisión de carreteras compuesta por seis miembros designada por el gobernador del Estado. A su vez un director de Obras Públicas es miembro nato de esta comisión y el resto del personal forma parte del servicio civil, o sea personal estable que ingresa mediante concurso. En orden jerárquico están los siguientes funcionarios: El Delegado Director de Obras Públicas; el Ingeniero Estatal de Carreteras y luego una serie de ingenieros que desempeñan diferentes actividades, como ser Ingeniero de Puentes, Ingeniero de Construcciones, Ingeniero de Proyecto, de Mantenimiento, Paisajista, etc.

Además está dividido el Estado en varios distritos. Estos distritos están bajo la dirección de un ingeniero divisional y también va en escala el ayudante que más o menos representa al cuerpo central.

Otro de los Estados que merece ser destacado en cuanto a la organización de organismos carreteros es el de Nueva York conocido como el más grande por lo menos en habitantes en los Estados Unidos. La autoridad máxima en materia de carreteras es el Superintendente de Obras Públicas, que es designado por el gobernador del Estado. Sigue en jerarquía el Superintendente Delegado de Obras Públicas a quien designa el Superintendente de Obras Públicas, y al ingeniero jefe. A continuación de ellos hay una gran cantidad de funcionarios que pertenecen al servicio civil, cuya misión es similar al del Estado de California.

Otro mecanismo que he de describir con mucho gusto es el del Estado de Michigan, lugar donde he nacido y lugar de mis primeras experiencias. La autoridad principal es la comisión estatal de caminos que es elegida por un período de cuatro años. El comisionado estatal es el funcionario de carreteras administrativo. Sigue en orden jerárquico el comisionado asistente, designado por el funcionario anterior, el ingeniero jefe designado por el comisionado asistente y luego sigue un organismo muy similar al del Estado de California.

Otro estado que voy a citar es el de Maryland. La autoridad carretera es la comisión estatal de carreteras que está compuesta por tres miembros designados por el gobernador. El presidente de esta comisión dura siete años, los demás miembros tres años. Cabe destacar el sueldo del presidente que es de 25.000 dólares anuales, bastante elevado aún en los Estados Unidos. Luego sigue una serie de funcionarios, el ingeniero jefe y el resto es del servicio civil similar a los descriptos. Quiere decir que los organismos viales de los Estados Unidos no varían mucho en cuanto a su organización general; sólo varían en lo que respecta a las directivas de sus directores.

La Financiación de las Obras Viales

En la próxima conferencia del miércoles desarrollaré el tema de la financiación de carreteras en los Estados Unidos. A este respecto diré algunas palabras en este momento. En los Estados Unidos el programa de carreteras se financiaba sobre impuestos a la producción. Actualmente se solventa con gravámenes a los usuarios y con gravámenes directos e indirectos a los combustibles, transportes, automotores, potencia, etc. El programa carretero se ha incrementado enormemente con el desarrollo del tránsito automotor y hasta la segunda guerra mundial el programa carretero se encontraba, lógicamente, rezagado con respecto a las demandas del tránsito. Durante la guerra fué obligado posponer dichas obras y el incremento acelerado del tránsito posterior condujo consecuentemente a la necesidad de sancionar una nueva ley que permitiera resolver el problema gravísimo que se creaba con ese motivo y ésa ha sido la ley de 1956 pedida por Eisenhower y cuyas previsiones se extienden a 20 años.

Los Automotores, el Tránsito y el Sputnik

Para terminar haré una reseña del crecimiento automotor en los Estados Unidos a partir del año 1916 en que se promulgó la primera ley de ayuda federal y así podremos tener una idea del incremento acelerado que han tomado los automotores a partir de ese año. En 1916 se registraron 3.617.937 unidades automotoras. En 1921. al probarse la segunda ley, casi se triplica esa cantidad llegando a 10.493.666. En 1930 la cantidad registrada de automotores era de 16.531.999. En 1940 asciende a 32.035.442 unidades. En 1950 se obtiene un incremento de 17.000.000 más lo que hace un total de 49.195.212 automotores. En 1957 la cantidad es de 67.231.000 unidades. Las previsiones para 1965 ascienden a 80 millones de unidades y para 1975 que es el período que cubre la ley Eisenhower se llegará a los 100 millones de automotores, según se prevé.

Esto da la idea de la gravedad del problema aun para los Estados Unidos en materia carretera.

En cuanto al tránsito, también daré algunas cifras: El tránsito calculado en 1957 era de 642 mil millones de millas-vehículos y se estima para 1965 que llegará a 855 mil millones de millas-vehículos y estimamos que poco más adelante ya tendremos que hablar de cantidades en billones, cantidades astronómicas como las que podríamos mencionar con respecto a la trayectoria del Sputnik.

Otro momento de la exposición del Ing. Curtiss durante su conferencia en la Asociación Argentina de Carreteras

Planeamiento y Financiación de Caminos en Estados Unidos

Conferencia pronunciada por el Ing. Charles D. Curtiss, en la sede de la Asociación Argentina de Carreteras el día 12 de marzo de 1958.

APROVECHO la oportunidad de esta gira auspiciada por la International Road Federation realizada en los países de Sud América para presentar el cordial saludo de sus autoridades, del presidente Mr. H. S. Merriman y de su director Mr. Robert O. Swain. Análogamente de las autoridades de la American Road Building Association, filial de la International Road Federation, cuyo presidente es Mr. William Stillman y su vicepresidente ejecutivo general, Mr. Louis Prentiss.

En esta conferencia describiré la planificación de caminos en los Estados Unidos.

La historia vial de los Estados Unidos abarca cuatro períodos: el colonial; el de la diligencia o era del peaje; el del estacionamiento y decadencia vial y su consecuente expansión ferroviaria, y la era del automotor.

Los caminos primitivos vinculaban a los pueblos con las vías navegables, principales medios de transportes. Eran malas carreteras. Algunas se denominaban "rolling road" o caminos rodantes porque sobre ellos se transportaban rodando las barricas de tabaco hasta los puertos de embarque.

La Era de la Diligencia

Durante el primer tercio del siglo pasado, después de promulgada la independencia americana, tuvo comienzo el desarrollo del sistema del transporte carretero. Se constituyeron empresas privadas a veces apoyadas por el gobierno federal, que construyeron una gran extensión de caminos de peaje que vinculaban los centros de población de la costa atlántica con el oeste. Estos caminos poseían buena calzada para el tránsito de la época, pero realmente eran muy deficientes.

En 1830 se inauguró el primer ferrocarril norteamericano seguido por una expansión meteórica de redes, a tal punto que la competencia que entabló al camino de peaje, provocó la desaparición o quiebra de muchas de esas compañías al alcanzar la mitad del siglo.

El período comprendido entre 1850 y 1900, fué la era de la construcción de los grandes ferrocarriles. Se tendieron líneas troncales de costa a costa y de frontera a frontera, con ramales que vinculaban prácticamente toda comunidad perceptible.. Pero, entonces, los caminos de peaje corrían a expensas del sostén público careciendo de atención por parte del gobierno federal y a aun de los Estados. Las autoridades menores, condados y municipios, debieron ocuparse de su cuidado. Estaban pobremente mantenidos y sólo eran transitados por vehículos de tracción a sangre.

En 1880 se despertó el interés por los caminos rurales a raíz de la aparición de los ciclistas, quienes fundaron la Liga del Ciclista Americano e iniciaron una campaña pro mejoramiento carretero.

Recién en 1893 se constituyen los primeros departamentos estatales de carreteras, año en el cual dos Estados, Nueva Jersey y Massachusetts promulgaron leyes de ayuda estatal y ya, para el año 1900, eran siete los Estados que poseían departamentos de carreteras para asistir técnica y financieramente a los gobiernos locales en materia vial. También se constituyó en 1893 el organismo precursor del actual Bureau of Public Road creado por el Congreso a fin de investigar los mejores métodos de construcción de caminos y difundir información.

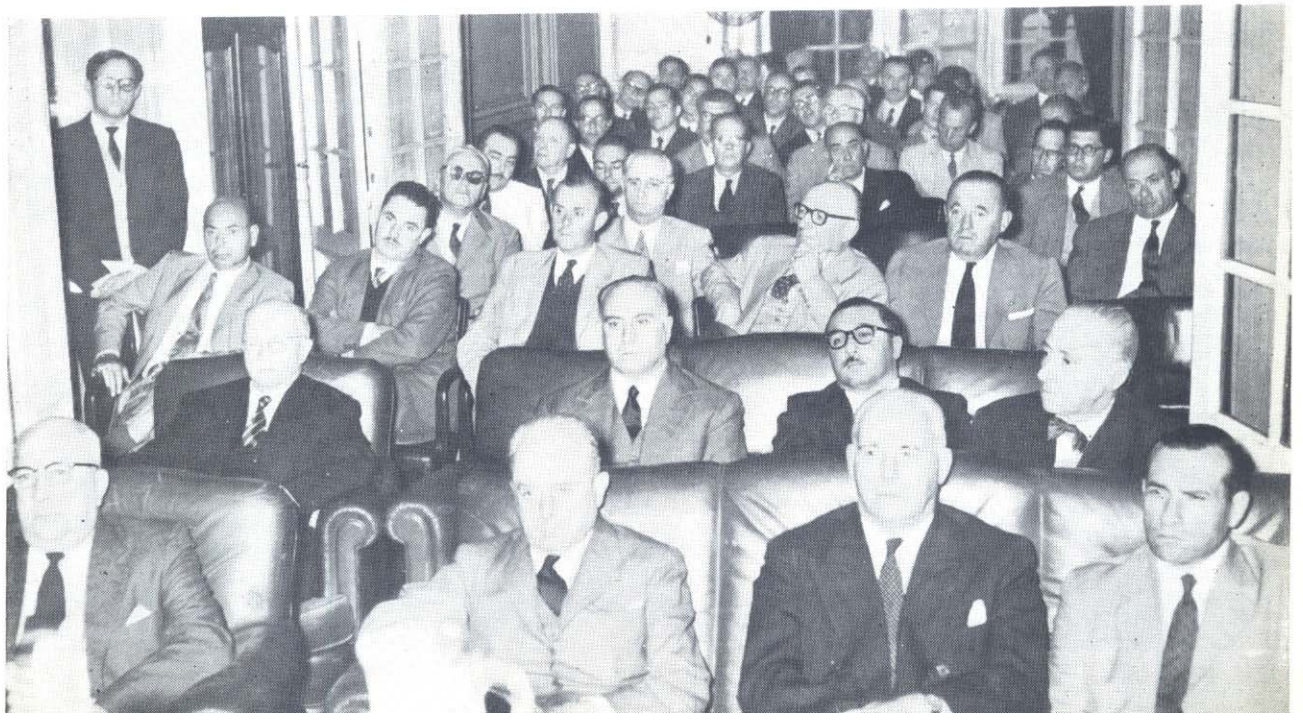
La Era del Automotor

En 1875 se fabricó el primer automóvil norteamericano y al comenzar el siglo ya se registraban 8.000 unidades. Recién en 1916 el gobierno federal entró en el campo carretero sobre una base de magnitud nacional. En ese año se promulgó la ley de ayuda federal con una asignación de 75 millones de dólares a invertir en un quinquenio. En tal época fueron censados 3 617.937 automotores. Aun entonces se consideraba un lujo el automóvil, pese a que su empleo no se consideraba muy placentero, si se considera la clase de los caminos de la época.

La entrada de los Estados Unidos en la primera guerra mundial, pospuso por varios años todo progreso material y sólo a su término se sancionó la ley federal de carreteras de 1921 que estableció que los fondos de ayuda federal serán invertidos en una red de caminos establecidos que no excedería del 7 % de la extensión

ARRIBA: En la sede de esta Asociación siguen atentamente la disertación del Ing. Curtiss, el vicepresidente, Ing. Rambelli; el secretario, Ing. Strazzolini, y el protesorero, Sr. Burgwardt

ABAJO: Una vista general de la concurrencia a la conferencia pronunciada en la sede de la Asociación



vial de cada Estado. Fué entonces cuando realmente se formularon planes en escala nacional. Mediante la cooperación de los Estados se había proyectado un sistema vial y plan financiero vinculando límites interestatales y era bastante deficiente. A raíz de la sanción de la ley de 1916 se habían formulado algunos planes de escasa efectividad a instancia del Bureau of Public Road para bosquejar un proyecto de sistema para llevar a cabo el plan referido de cinco años.

Si bien algunos Estados, conjuntamente con el Bureau of Public Road, llevaron a cabo censos de tránsito y emitieron informes entre 1920 y 1930 y unos 19 Estados realizaron estudios similares entre 1930 y 1934, recién en este último año se promulgó la ley que facultaba a los Estados a invertir el uno y medio por ciento de su participación de los fondos de ayuda federal, con destino a censos, proyectos e investigaciones técnico-económicas. Fué entonces cuando pudo emprenderse una planificación vial de amplia escala de carácter nacional.

Censo y Cartografía

Se constituyeron comisiones que recorrieron los caminos, registrando calle por calle todas sus características, dimensiones, tipos, condiciones de sus estructuras, ubicación de poblaciones, factores generadores del tránsito y las características de todos los pasos a nivel; todas las curvas y pendientes de las más importantes vías eran registradas. Con ellos se confeccionaron mapas de condados. Los mapas de condados se actualizan cada cinco años y los estatales anualmente.

Estados Financieros

Se analizaron todas las operaciones gubernamentales de cada Estado para establecer la relación comparada de las investigaciones camineras de los diferentes gobiernos. Esto facilitó la determinación de la capacidad de cada entidad gubernativa para financiar su obra caminera y para establecer bases equitativas en materia de impuestos sobre los usuarios.

Operación Vial

Se efectuaron encuestas entre distintos tipos característicos de usuarios de automotores, determinándose sus respectivos recorridos anuales y clases de rutas y calles usadas en tales viajes. Estos estudios pusieron de manifiesto los recorridos proporcionales en los diferentes sistemas viales de las distintas unidades gubernamentales.

Después de la sanción de la ley de 1944, que extiende la ayuda federal a la prolongación de las redes primaria y secundaria en los centros urbanos, asignando fondos a tal efecto, comenzó el estudio del tránsito urbano. Nuevos métodos de relevamiento se hicieron necesarios, dada la complejidad de la red callejera y el volumen del tránsito. Se analizó el movimiento entre puntos terminales y el desarrollo de distintos trayectos fué determinado. Estos estudios urbanos han tenido ponderable utilidad para fijar itinerarios de transportes colectivos.

En la actualidad, cuando el programa carretero ha alcanzado una enorme expansión se justifica plenamente la necesidad de formular planes que cubran todas las áreas urbanas y particularmente las metropolitanas que concentran diferentes municipios. Para hacer frente a esta necesidad se ha creado hace varios años el Comité Nacional de Transportes Urbanos. Esta entidad estaba integrada por organizaciones nacionales y el Bureau of Public Road. Nueve subcomités de expertos se ocupan de las distintas faces del estudio del transporte urbano y han preparado un manual o guía señalando los diferentes aspectos de la cuestión. Se han emprendido estudios en siete ciudades piloto grandes y pequeñas: San Diego, Siracusa, Fénix, Albuquerque, Ocatelo, Detroit y Oakpark.

Se requirió la cooperación de todos los organismos estatales para el éxito de la gestión. Se ha publicado recientemente una guía señalando las premisas necesarias para llevar a cabo el estudio del transporte urbano, que conjuntamente con los manuales de procediimento a publicarse en breve, proveerán la fuente de material más autorizada hasta ahora, reunida en materia de planificación de transportes.

Se efectuaron investigaciones especiales vinculadas con la planificación, además de las otras actividades regulares. Tales estudios se refieren a educación vial, accidentes de tránsito y capacidad de carreteras, todos vinculados a la faz operativa del tránsito. Otros estudios y ensayos tienen relación con la destrucción de pavimentos en función de las cargas ejes y costos de construcción y mantenimiento. Durante los últimos 20 años la planificación vial se ha convertido en una función permanente en todos los departamentos estatales de carreteras.

El Bureau of Public Road, Departamento Federal de Carreteras, resume y analiza los informes compilados por los organismos estatales, desarrollando conclusiones de importancia nacional. Durante la última guerra estas informaciones fueron de capital importancia en la ubicación de materiales estratégicos, racionamiento de combustibles y tolerancia en las restricciones de sobre carga de camiones. La información actualizada de la capacidad de puentes resultó de suma utilidad para formar itinerarios de vehículos de peso y dimensiones excepcionales. Estas informaciones han servido también para asesorar a las comisiones viales del Congreso Federal Americano en materia de legislación carretera y asignación de presupuestos. Gran cantidad de memorias preparadas por el Bureau of Public Road a instancia del Congreso en materia de planificación, una de las cuales sirvió de base para la sanción de un sistema nacional de carreteras interestatales y de defensa, en una extensión de 41.000 millas.

Financiación

Descripta la planificación, entraré en materia de financiación. De la estructura administrativa de los Estados Unidos, resulta una compleja gama de organismos viales en función del programa total de carreteras. Existen alrededor de 35.000 de estas dependencias oficiales de toda jerarquía que tiene alguna intervención y supervisión en los tres millones trescientas mil millas estadounidenses. Son los siguientes: El Gobierno Federal por intermedio del Bureau of Public Road constituye una unidad. Los 48 Estados, el Distrito Federal, Hawaii, Alaska y Puerto Rico componen 52 unidades. Los condados, alrededor de tres mil; los municipios, alrededor de 15.000; parajes incorporados, alrededor de 16.000; distritos especiales y organismos de peaje, aproximadamente 900, todo lo cual totaliza aproximadamente 35.000 unidades.

La disertación se ocupará principalmente de la financiación de las carreteras dependientes de los 53 organismos que componen el Bureau of Public Road y los departamentos estatales cuya jurisdicción abarca la cuarta parte de la extensión caminera americana y el 80 por ciento del tránsito de la nación.

Con excepción de los caminos de peaje construídos y financiados en los primeros años del siglo anterior con fondos privados, las carreteras se construyen en su mayor parte con aportes de impuestos sobre la propiedad hasta 1920. Al comienzo de la era automotriz algunos Estados impusieron la patente anual a los vehículos, pero esos ingresos, aunque aplicados a los caminos, resultaban insignificantes frente al total de los gastos viales.

En 1919 el Estado de Oregón grava la nafta con un impuesto de un centavo por galón destinado exclusivamente al mejoramiento de carreteras. El público reaccio-

El día de la despedida al Ing. Curtiss posan, de izquierda a derecha: Ing. Ezio M. A. Strazzolini, Dr. Marcos Sastre, Ing. Teodoro Sánchez de Bustamante, Ing. Jorge Z. Klinger, Ing. Charles D. Curtiss, Ing. Enrique Humet, Ing. Edgardo Rambelli, Ing. Jaime E. Baucis; en primer plano, Ing. Juan Manuel Ben, detrás, Sr. Walther Burgwardt, a la derecha, Ing. Juan Agustín Valle.

na tan favorablemente a este sistema de financiar las obras viales, que en pocos años todos los Estados de la Unión gravaron los combustibles de automotores para fines carreteros. Al concluir 1956 el promedio de impuestos era de 5,54 centavos por galón, variando entre un mínimo de tres centavos a un máximo de siete centavos, según los Estados. La patente anual de automóviles varía de 3 a 30 dólares, también según los Estados.

Todo impuesto de patente se considera un gravamen sobre el automotor por el derecho de uso de caminos y el del combustible una contribución proporcional a la magnitud del uso de esas carreteras. El acelerado incremento del tránsito y el consiguiente aumento de los ingresos por impuestos, tentó a algunas legislaturas estatales a distraer parte de sus rentas en otros propósitos. Para evitar tal desviación, 27 gobiernos han sancionado leyes prohibiendo que los fondos provenientes de uso de carreteras se emplearan en propósitos ajenos a las mismas.

Los ómnibus y camiones soportan iguales gravámenes sobre combustibles que los automóviles, pero por otro lado abonan patentes mayores basadas generalmente en el peso. Los vehículos comerciales están sujetos a otros impuestos que varían de uno a otro Estado. En algunos Estados se aplica el gravamen sobre tonelada-milla. La patente sobre camiones transportistas es mayor que para esos mismos vehículos pertenecientes a particulares. En un furgón de 19.000 libras la patente varía entre 45 a 240 dólares anuales, según los diferentes Estados.

En un vehículo de 40 mil libras de peso bruto, de 75 a 640 dólares; para 50 mil libras, de 75 a 1.165 dólares. En algunos Estados existe una patente adicional sobre la propiedad del vehículo que oscila entre 260 y 455 dólares, según su peso.

Existen otros gravámenes, como los derechos de inscripción y de licencias de conductores, que no constituyen fuente apreciable de ingresos. En 1956 los ingresos totales ascendieron a 4.384.750.000 dólares de los cuales 2.792.267.000 dólares correspondieron a los combustibles. Los 1.592.483 000 dólares restantes fueron aportados por los demás gravámenes menores. Pese a que en algunos Estados se desvía parte de esos fondos con propósitos ajenos a la vialidad, la mayoría de la recaudación se emplea en sus fines específicos. Bajo procedimientos generalmente similares la mayor parte de los gobiernos estatales transfieren parte de los ingresos a sus organismos subalternos encargados de los asuntos viales.

Pronuncia el brindis de despedida el Ing. Jorge Z. Klinger, vicepresidente de la Dirección Nacional de Vialidad

Responde agradeciendo las atenciones recibidas Mr. Curtiss

Al comienzo de la década de 1920 muchos gobiernos, con el propósito de acelerar el mejoramiento de sus carreteras, emitieron bonos amortizables con el producido de las rentas de los impuestos camineros. Esta práctica subsiste y en 1956 se lanzó a la circulación la cantidad de 1.074.745.000 dólares de bonos para vialidad. Al final de ese año la cantidad total de bonos circulantes ascendía a 7.459.903.000 dólares. En el mismo año se rescataron bonos por 189.621.000 dólares. La mayor parte de dichos bonos se emitieron para financiar la construcción de caminos de peaje y puentes. La tasa de interés de los títulos de caminos y puentes emitidos en 1953 oscila entre un mínimo de 2,3 a un máximo de 4,45 por ciento de interés; la más alta corresponde a los emitidos para la construcción de rutas de peaje. Los bonos garantidos por el Estado casi siempre se venden a menores tasas de interés. Pese a que el gravamen sobre la propiedad, con fines carreteros, ha sido abolido, constituye aún una fuente de recursos para el mejoramiento de caminos rurales. Algunos organismos locales de gobierno imponen un gravamen especial a la propiedad para trabajos viales y otros conceden créditos sobre las rentas generales, en cuyo caso no es posible diferenciar entre las diferentes fuentes de recaudación. También en algunos municipios se aplican impuestos sobre la propiedad con destino a obras viales bajo las formas de contribución sobre frentes.

El gobierno americano sancionó el primer impuesto federal sobre automotores en 1917. Consistía en el 3 % sobre el precio de venta de fábrica, para automóviles, motocicletas, ómnibus y camiones. En 1919 se sancionó el gravamen a repuestos, accesorios camineros y cubiertas. Recién en 1932 se hizo extensivo el impuesto a los combustibles, el que comenzó con un centavo por galón. Desde la promulgación del primer gravamen han habido numerosos cambios. Se crearon nuevos y desaparecieron algunos. Hasta 1956 todas las recaudaciones de los impuestos federales sobre los usuarios ingresaban a rentas generales del tesoro.

Al sancionarse la ley de ayuda federal de 1956 ,se promulgó también la ley de rentas de carreteras, la que establece un fondo integrado por la recaudación de algunos impuestos con fines viales que están asignados para financiar el programa aprobado de ayuda federal. Anteriormente este programa estaba solventado con asignación de rentas generales de Tesorería.

Los actuales impuestos sobre combustible y automotores destinados a fines de vialidad son los siguientes: Combustibles, 3 centavos/galón; lubricantes, 6 centavos/galón; automóviles, camiones, ómnibus y acoplados, 10 por ciento sobre el precio de venta de fábrica. Sobre el uso de vehículos se tiene: camiones mayores de 26 mil libras de peso bruto, 150 dólares cada 1.000 libras. Cubiertas para automóviles, 8 centavos por libra. Cubiertas de otros tipos, 5 centavos por libra. Cámaras, 9 centavos por libra. Caucho para cubiertas, 3 centavos por libra. Repuestos y accesorios, 8 por ciento sobre el precio de fábrica.

En algunos de los gravámenes señalados el 60 % ingresa al fondo de carreteras pasando el resto a rentas generales del Tesoro.

Durante el ejercicio finalizado el 30 de junio de 1957, las recaudaciones del Gobierno Federal de los Estados Unidos fueron las siguientes: Combustibles, 1.498 millones de dólares. Lubricantes, 74 millones de dólares. Automóviles, 1.144 millones. Camiones, ómnibus y acoplados, 199 millones. Impuesto por uso de vehículos, 27 millones. Cámaras, cubiertas y caucho, 252 millones. Repuestos y accesorios, 157 millones, que totalizan 3 351 millones de dólares.

En resumen, puede decirse que los programas federales y estatales son solventados con gravámenes especiales impuestos al usuario del camino.

Las rutas de peaje y los puentes, son financiados, principalmente, mediante emisión de bonos amortizados por la recaudación de tarifas.

Las carreteras locales menores son también solventadas en ciertos casos con impuestos a la propiedad y fondos de rentas generales.

Deseo manifestar a la concurrencia mi agradecimiento y el de mi señora por todas las atenciones que he tenido en mi visita a la República Argentina.

Informe de Nuestro Delegado al VII° Congreso Panamericano de Carreteras

Se transcribe a continuación el texto del informe producido por el presidente de esta Asociación, Sr. Luis De Carli, relacionado con el VII Congreso Panamericano de Carreteras al cual asistió en representación de esta entidad y como integrante de la delegación oficial de la República Argentina.

Al Consejo Directivo de la Asociación Argentina de Carreteras:

PLACEME elevar a la consideración de ese Honorable Consejo la labor que he desarrollado en representación de la Asociación Argentina de Carreteras, ante el 7° Congreso Panamericano de Carreteras que tuvo lugar en la ciudad de Panamá, entre los días 27 de julio y 10 de agosto próximo pasado.

En la última sesión de este Honorable Consejo he dado verbal y suscintamente una reseña de la labor realizada en el Congreso y una opinión acerca de su "modus operandi" y eficiencia.

He representado en este Congreso a la Asociación y a la Cámara Argentina de la Construcción, que compartieron los gastos demandados para el cumplimiento de esa misión. Además, próximo a partir, tuve el honor de ser designado para integrar la representación oficial del Gobierno ante el Congreso, conjuntamente con el ingeniero Jaime A. Baucis, que actuó como presidente, y el ingeniero Lauro Climpio Laura. En Panamá se incorporó el Sr. Alberto H. Medus, como representante del Ministerio de Relaciones Exteriores. Pláceme poner de relieve la estrecha armonía con que trabajó la delegación, lo que ha hecho posible que, a pesar de haber sido de las más exiguas, en número de componentes, haya podido realizar una importante labor.

Reitero mi personal opinión de que los congresos panamericanos de carreteras van ganando en sus aspectos político y administrativo en detrimento de su jerarquía técnica. Quizás esto ocurra en mayor grado desde que pasaron a ser dependencia de la Organización de los Estados Americanos, con disminución de la influencia de las instituciones privadas, como asociaciones de caminos, universidades, centros profesionales, etc.

Terminación de la Ruta Panamericana

Gran parte de su tiempo destinólo el Congreso a este tema. Lo mismo ha ocurrido en las anteriores asambleas.

Esta gran ruta destinada a unir todas las capitales de naciones del continente americano está construída en gran parte. Con los informes últimos de los distintos gobiernos resulta que de 30.243 Km., longitud total de la carretera, están en condiciones de transitabilidad permanente 26.139 Km. y 2691 Km. solamente son viables en tiempo seco. Restan sin traza 1413 Km., de los cuales 700 corresponden a la zona del Darien (Panamá y Colombia). Los otros 713 Km. están proyectados o ya en construcción y corresponden a los siguientes países: Guatemala 30 Km.; Costa Rica 218 Km.; Norte de Panamá 24 Km.; Bolivia 241 Km. y Paraguay 200 Km.

En la parte Norte del Canal de Panamá y en su cruce de toda Centro América, estas obras se construyen febrilmente, con la ayuda económica, que llega en la mayoría de los casos, a cubrir las dos terceras partes del costo de las obras. La delegación argentina visitó, en las proximidades de Penome (hacia Costa Rica), el tramo del camino en construcción. Se trata de un camino ondulante, por entre colinas umbrosas, con profundos cortes en la arcilla roja, propia de las zonas tropicales. Para construir la obra se usan elementos de trabajo de gran modernismo, excepcionalmente vistos en nuestro país. Constituían estas vigorosas y modernas máquinas un pintoresco contraste con los zebúes que pastaban por los campos linderos y con los primitivos carretones arrastrados por yuntas de cansinos bueyes.

Se trabaja velozmente pues —me dicen los contratistas— nunca falta cemento, ni piedra, ni arena, ni ninguno de los repuestos necesarios para las máquinas. La construcción de éste y otros de los tramos que se construyen dentro del territorio de la República de Panamá, están a cargo de empresas panameñas, cuyos contratos fueron suscriptos con el gobierno de este país. En los demás tramos de la ruta panamericana actúan empresas constructoras provenientes de distintas naciones de América.

El Tapón del Darién

Se llama así, porque constituye el más serio inconveniente para unir las dos Américas. Se tra-

ta de 300 Km. que deben recorrer el itsmo de Panamá e internarse en el Norte de Colombia. Informan los técnicos que tinen a su cargo el estudio de la traza, que ésta es menester construirla en ciénagas profundas, cubiertas por bosques, en los que el hombre blanco no puede vivir más de algunas semanas pues en ellos no se ve un rayo de sol.

La solución de este problema se ha encomendado a los congresos panamericanos de carreteras. Así lo ha resuelto también la reunión de presidentes de las repúblicas americanas. El Comité Interamericano de Representantes de los Presidentes que sesionó en Washington en mayo de 1957, resolvió que debía instruirse a las delagaciones al 7º Congreso Panamericano de Carreteras que habría de celebrarse en Panamá en agosto de 1957, en el sentido que allí se formulara un plan concreto para terminar los estudios que se refirieran a la construcción del tramo del Darién y su financiamiento.

Como pueden ver los señores consejeros, la delegación argentina tenía mandato de aceptar —como ya lo había hecho en congresos anteriores— la participación de nuestro país en los gastos necesarios para efectuar los estudios previos y que el presidente de la comisión estimó en aproximadamente dos millones de dólares.

Al considerar el tema, la delegación argentina vióse enfrentada imprevistamente a una grave situación. Los delegados de países próximos a Panamá propusieron al Congreso un proyecto por el que todos los países americanos debían contribuir, no sólo al estudio, sino también a la construcción del tramo del Darién. Previo cambio de ideas con los representantes de varios países sudamericanos, fundamos nuestra oposición a extender los compromisos de contribución pecuniaria, fuera del estudio de la traza del camino. En un debate que llegó a ser acalorado, se expuso que no podían los argentinos comprometerse a contribuciones de esa magnitud, para realizar una obra, cuya mayor importancia, era el cumplimiento del símbolo ideológico del panamericanismo. Otra cosa significaba la obra para los vecinos del Darién. Ellos podían, en condiciones económicas favorables, aprovechar el nuevo camino para el traslado de personas y mercaderías.

Apoyaron nuestro punto de vista Brasil, Perú y otros países y después de un cuarto intermedio, acordóse no salir del compromiso de contribuir solamente a los gastos de estudio, sancionándose la Recomendación VII que —entre otras cosas— dice: 1º) Reconocer que la construcción del tramo de la Carretera Panamericana en el Darien y zonas contiguas de Colombia es de interés americano; y facultar al presidente del Comité Directivo Permanente, para que haga las consultas previas sobre el financiamiento del estudio.

La Acción Privada en el Problema Caminero

Se produjo un extenso debate, el discutirse la forma en que la Organización de los Estados Americanos, podrá mejor lograr la materialización de las resoluciones que adoptaban los congresos panamericanos de carreteras. Ante la convicción generalizada de que los comités permanentes no lograban la información que requerían de los distintos gobiernos americanos, lo que les impedía cumplir con lo que los congresos panamericanos encomendaban realizar, he presentado una ponencia, que fué aprobada por unanimidad. Es la Resolución Quinta (foja 13 del Libro de Actas Final) que en su parte resolutiva dice: "El Séptimo " Congreso Panamericano de Carreteras resuelve: " Recomendar al Comité Ejecutivo Permanente y " a sus órganos que, al solicitar información a los " gobiernos de los Estados Americanos, simultá- " neamente se dirijan a las asociaciones privadas " que mantienen relaciones de cooperación con " la Organización de los Estados Americanos y cu- " ya actividad corresponda a la naturaleza de los " pedidos, para que contribuyan a proporcionar " los informes requeridos".

Con esta medida se hará que las asociaciones de carreteras, automóviles y tourings clubes, etc., colaboren con la Organización de los Estados Americanos en la tarea de propulsar en el continente el mejoramiento de las redes viales.

La Representación de Nuestro País

Existió el propósito de excluir a nuestro país del Comité Permanente de los Congresos Panamericanos. Como hemos hecho gran esfuerzo para impedir la adopción de esta medida, el Congreso resolvió aumentar a siete los países que integran dicho Comité.

Quedó el Comité constituído así: Argentina, Brasil, Chile, Estados Unidos de América, México, Perú y Venezuela. Además actúan como miembros el país donde se realizó el último Congreso y en el que se realizará el próximo.

Se eligió como sede de las comisiones técnicas de expertos, a los siguientes países:

a) Perú: De la Comisión de Fomento de Organizaciones Viales Gubernamentales.

b) Brasil: De la Comisión de Planificación.

c) Venezuela: De la Comisión de Financiamiento.

d) Argentina: De la Comisión de Terminología.

Creación de Patrullas Escolares

En la Conferencia sobre Seguridad del Tránsito, he presentado en nombre de la Asociación Argentina de Carreteras, la ponencia que registra el Documento Nº 94 del Congreso, y que dice así:

"Para hacer efectiva la seguiridad del tránsito, especialmente en lo que a la niñez concierne, es necesario concretar la tarea ilustrativa que se realiza y proyecta, en verdaderas clases prácticas, de educación de los menores;

"A tal fin conviene crear "Patrullas Escolares" cuya primera función es la de encauzar a los alumnos en las entradas y salidas de las escuelas, para que transiten por las calles con el mínimo de peligro posible.

"Además estos cuerpos escolares tienen la virtud de acondicionar progresivamente la mente y el cuerpo del niño, para mejor adecuarlo a enfrentar al siempre creciente peligro de la calle;

"Que la "American Automovile Association", ha evidenciado en un reciente trabajo presentado al Congreso Internacional de los Automóviles Clubs de los buenos resultados obtenidos por este procedimiento;

"Las estadísticas demuestran que donde se ha hecho este tipo de campaña educativo, desde el año 1922 a la fecha, la mortalidad de los escolares de 5 a 14 años, por accidentes de tránsito, disminuyó en un 35 %, mientras que en los adultos aumento al 96 %, esto no obstante el gran aumento de la cantidad y velocidad de los vehículos;

"Por lo expuesto, resulta claro que conviene generalizar el uso de tal sistema por lo cual, propone el siguiente proyecto de declaración:

"La Primera Reunión Interamericana de Expertos en Tránsito, resuelve: Recomendar a los gobiernos de los Estados Americanos propendan, a la formación y correcto funcionamiento de las Patrullas Escolares, que deben auxiliar al Poder Público en la tarea de reducir al mínimo los accidentes de tránsito en la niñez".

Comisión de Terminología

El Congreso aprobó el informe de la Comisión de Terminología sostenido principalmente por el ingeniero Laura y resolvió que esta Comisión continúe funcionando en Buenos Aires, hasta el año 1959, en que se realizará el próximo Congreso Panamericano de Carreteras. La comisión mencionada será presidida por el titular de la Dirección Nacional de Vialidad o el funcionario que ésta designe. Tal organismo ha realizado ya una importante labor que mereció elogios en el Congreso de Panamá.

Otras Cuestiones

En cierto momento de los debates, ha debido la delegación argentina proponer una enmienda a una proposición que se discutía: la organización de las reparticiones viales del Estado. Se propuso que debía aconsejarse a los países americanos, que diesen a las direcciones de vialidad, para hacer que cumplan eficientemente su cometido, la más amplia autonomía económica, administrativa y política. Se explicaron cuales han sido los beneficios logrados con ello en nuestro país, en especial en la provincia de Buenos Aires.

Al tratarse el mismo tópico, de las organizaciones estatales de vialidad, se propuso, en el capítulo pertinente, que las obras camineras debían construirse, salvo situaciones excepcionales, por contratos con empresas privadas, por el sistema de precios unitarios, y variables, según las fluctuaciones de precios que se producían en la plaza, y que escapaban a lo que a las partes contratantes les era dable prever. Ambas propuestas, autonomía de los organismos viales y forma de contratación fueron aceptadas por el Congreso.

Ha intervenido la delegación argentina en la discusión de los trabajos presentados a la consideración del Congreso. Los dos trabajos del ingeniero Juan Franqueiro, el del ingeniero Eduardo Arenas y los del ingeniero Marcelo Alvarez, fueron leídos por la Comisión y aprobados, disponiéndose su publicación en los anales del Congreso. Otros trabajos, también argentinos, de los ingenieros Dalmastro, etc., también fueron aprobados, resolviéndose, agradecer su contribución a los autores.

Al margen de la labor del Congreso he sostenido reuniones con las autoridades de la International Road Federación, señores Merriman y Swain, acerca de la situación económica de nuestra Asociación. Se les solicitó que intercedieran ante las empresas o asociaciones que tenían actividad en la Argentina, a fin de que presten mayor ayuda.

Ambos señores resolvieron actuar en ese sentido, prometiendo el envío a Buenos Aires de un funcionario especializado de la IRF, con el propósito de que coadyuve al logro de tales propósitos. Y en efecto, acabamos de recibir una carta del Sr. Swain, anunciando que para fines del corriente mes vendrá a ésta el Sr. Arthur C. Nagle, a fin de cumplir la finalidad expresada.

También con las autoridades de la IRF se trató el importante tema de la obtención de becas, en EE. UU., para profesionales argentinos. El ingeniero Baucis, como integrante del directorio de Vialidad Nacional, puso en esto especial empeño y, de lo conversado con las autoridades de la IRF, surge la posibilidad de obtener hasta ocho becas, para profesionales argentinos, que deberán actuar en otros tantos estados del país del Norte.

En razón de no tener aún en mi poder las actas definitivas del Congreso, no he podido incluir en este informe la transcripción precisa de las resoluciones adoptadas. Confío en poder completarlo en breve con toda la documentación respectiva.

Saludo al Honorable Consejo con mi consideración más distinguida.

LUIS DE CARLI
Presidente
Asociación Argentina de Carreteras

PROYECTO DE UN PAVIMENTO DE HORMIGON

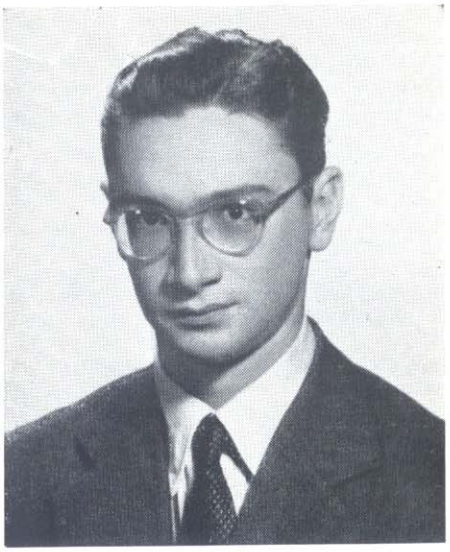
El presente trabajo recibió el primer premio del concurso organizado por el Instituto del Cemento Portland Argentino, destinado a estudiantes de ingeniería. Su autor, que participaba, en el momento de celebrarse el concurso, de esa condición, ha finalizado su carrera universitaria graduándose de ingeniero civil. Se publica en esta revista por una especial atención de la institución organizadora del concurso.

EL extraordinario aumento de las necesidades camineras en las últimas décadas y la siempre creciente difusión del pavimento de hormigón, han promovido en distintas partes del mundo, la realización de minuciosos estudios e investigaciones, cuyos resultados van permitiendo formarse una idea cada vez más definida, acerca del comportamiento del hormigón como material de caminos. Como factores principales que intervienen en el proyecto de un pavimento de hormigón, pueden citarse:

1) Cargas actuantes (volumen, carácter y peso por eje del tránsito a servir durante su vida útil).
2) Características y valor portante de la subrasante.
3) Condiciones climatéricas de la zona.
4) Resistencia y durabilidad del hormigón a emplear.

El volumen y carácter del tránsito que circulará durante su vida económica determinan el ancho del pavimento y de las banquinas. A su vez, el peso y la frecuencia de las cargas determinan el espesor y otras características del diseño estructural. Se comprende la necesidad de contar con datos actualizados de censos de tránsito, características comerciales, industriales y turísticas de la zona y su posible evolución futura. La importancia fundamental radica en la larga vida del pavimento de hormigón. Equivocar por defecto en el tránsito previsto, es anticipar su destrucción, elevando el costo anual resultante. Exagerar en las previsiones del tránsito futuro, si bien es menos grave, es elevar innecesariamente el costo inicial y por ende el anual, postergando otras obras que el país necesita.

Por el Ing. ARMANDO CIMA



FACTORES DE SEGURIDAD. TENSION DE TRABAJO, FATIGA

Selección de la Carga para el Cálculo de Losas. Resistencia y Durabilidad del Hormigón

El factor de seguridad, definido como la relación:

$$r = \frac{\text{Tensión de rotura}}{\text{Tensión de trabajo}}$$

permite conocer la fracción del esfuerzo de rotura que debe considerarse como tensión máxima admisible o de trabajo a que debe dimensionarse el pavimento. La adopción del factor de seguridad tiene distinto significado, según el tipo de obra que se proyecta. Cuando el fracaso de la obra de ingeniería puede acarrear víctimas o ingentes daños materiales, el factor de seguridad toma el carácter de previsión contra eventuales acciones superiores a las que pueden computarse a priori. La rotura de un pavimento en cambio carece por completo de gravedad y el daño se reduce simplemente a los perjuicios que ocasiona su reparación o reconstrucción.

En otra forma, el factor de seguridad está destinado a cubrir la inseguridad proveniente del procedimiento de cálculo utilizado. Las fórmulas que se emplean en el diseño de calzadas de hormigón han sido comprobadas por repetidos ensayos y por la propia y larga experiencia vial, de manera que el proyectista puede aplicarlas con entera confianza.

El significado primordial que adquiere la adopción del coeficiente de seguridad en el proyecto de firmes de hormigón, proviene de la forma reiterada en que actúan las solicitaciones exteriores y que dan origen al fenómeno de fatiga. Bajo esta acción la rotura puede producirse según se sabe, para tensiones bastantes inferiores a la de rotura por carga estática.

Las minuciosas investigaciones realizadas, demuestran que para tensiones repetidas de flexión o compresión menores que el 50% de la tensión de rotura, el material soporta un número ilimitado de solicitaciones e inclusive refuerza su resistencia. Dicho límite, que algunos autores denominan "endurancia", resulta de aplicar el valor r=2, de uso muy generalizado en el cálculo de pavimentos. La relación que existe entre el número de reiteraciones necesarias para provocar la rotura y el factor de seguridad, ha sido graficada en la figura 1. Cuanto menor es la tensión de trabajo, mayor es el número de veces que el hormigón resiste la aplicación de la carga sin romperse y para 100.000 o más repeticiones corresponde tomar r=2. Esta curva experimental puede considerarse suficientemente segura para ser aplicada en caminos, pues fué obtenida para una frecuencia de 10 a 40 reiteraciones por minuto, más elevada en la mayoría de los casos que la frecuencia que se registra en caminos. La experiencia indica que siendo mayor el tiempo de recuperación del hormigón, el efecto de fatiga se reduce.

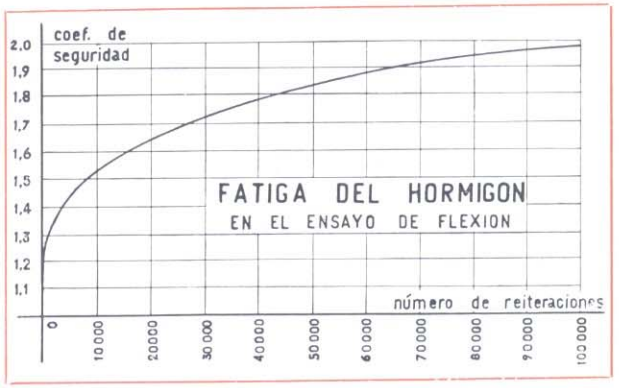


Figura Nº 1

Pero si al calcular el pavimento se aplicara el mismo coeficiente de seguridad a todas las cargas por rueda, es evidente que se dimensionaría con exceso, pues del análisis de los censos de tránsito se desprende que los vehículos de peso máximo son casi siempre de escasa frecuencia y su aplicación a lo largo de la vida útil, no llega a producir 100.000 reiteraciones. El empleo entonces de la carga máxima en el dimensionamiento de las

losas, no es económico. Habrá que determinar la carga de rueda predominante, que permita calcular la sección más económica que resista sin romperse, el régimen de cargas a que se verá sometida durante toda la vida útil. En la generalidad de los casos esa carga será menor que la máxima.

Para hallarla, la Portland Cement Association recomienda en su "Concrete Pavement Design" (1951), seguir este procedimiento:

Mediante recuentos de tráfico, si la carretera ya está construída y por medio de consideraciones respecto a las industrias instaladas y a su futuro, peculiaridades de la zona, o bien por comparación con otros casos de características análogas, se puede predecir el tránsito diario y por ende el total a lo largo de toda la vida del pavimento, clasificar las diferentes cargas por eje y establecer su frecuencia. Como vida útil del pavimento de hormigón, de acuerdo con los modernos métodos de construcción, se toma 30 años, valor que tiende a aumentar.

Efectuada la clasificación, se procede así:

1º) Se calcula el número de repeticiones correspondientes a cada carga por rueda. Para ello se toma en cuenta las reiteraciones de dicha carga más las de todas las cargas superiores a ella.

2º) Para un número resultante de reiteraciones superior a 100.000, el factor es 2.

3º El pavimento se proyecta para que resista también el efecto combinado de todas las cargas. Las cargas por rueda con coeficiente de seguridad igual a 2, pueden aplicarse infinidad de veces, por lo que deja de interesar su influencia.

Habrá que considerar solamente las cargas pro rueda mayores, que se aplican un número de veces inferior a 100.000.

Para ese fin se halla la *"carga de rueda de control"* que se obtiene como promedio ponderado de las 100.000 cargas más pesadas que circularán por el pavimento, durante su vida útil. Dicha carga se calcula mediante la suma de los productos de cada carga considerada, por su frecuencia, dividiendo el total por la suma de las frecuencias.

A la "carga de rueda de control" le hacemos corresponder un factor de seguridad igual a 2 y con ella se determinan los espesores de losa necesarios.

Finalmente, se verifica que cada una de las cargas, mayores que la "carga de rueda de control", de acuerdo al respectivo factor de seguridad, hallado en la curva en base a su frecuencia, no llegue por sí sola a producir la rotura, dentro de la vida útil.

Si alguna carga no verifica, caso en general difícil, se adopta esa carga como predominante con el coeficiente de seguridad que le corresponde, o se incrementa en el margen necesario la carga de control, manteniendo el coeficiente 2.

El procedimiento indicado permite realizar el diseño más económico para la vida útil prevista, que cumple, como se sabe, la condición de hacer mínimo el costo anual del pavimento. Con los métodos de dosificación que se usan corrientemente se obtienen hormigones que alcanzan perfectamente un módulo de rotura a la flexión de 50 Kg/cm^2 o más, en el ensayo con vigas "standard" de 15 × 15 cm y 45 cm de luz de ensayo, con curado normal y a los 28 días. La Norma IRAM vigente en nuestro país y similar a la de A.S.T.M. que regla este ensayo, especifica la aplicación de la carga en los tercios. Este material cumple satifactoriamente las condiciones exigibles de resistencia para la vida útil proyectada en 30 años. La correspondiente tensión admisible de cálculo es entonces de 25 Kg/cm^2.

Es necesario señalar el hecho de que la curva de fatiga utilizada fuera determinada por el Departamento de Vialidad de Illinois, utilizando para hallar el módulo de rotura el ensayo de vigas en voladizo. Según las experiencias, el ensayo de carga en los tercios da valores que sólo alcanzan un 85 % de los obtenidos por el método de la viga empotrada y cargada en el extremo de donde resulta la existencia de un margen de seguridad adicional. Una losa calculada para trabajar a 25 Kg/cm^2, lo hace en realidad a 21,30 Kg/cm^2.

Otro factor que interviene en forma favorable, es el aumento de la resistencia del hormigón con la edad. Según Kelley el promedio de incremento de resistencia al cabo de un año, es del 20 % de la que tenía a los 28 días.

Como los proyectos se basan en esta última, es evidente que el factor de seguridad resulta aumentado. La ley exacta de crecimiento de la resistencia del hormigón, es objeto aún de discusión, por la influencia que tienen diversos factores, como el tipo de cemento, la relación agua-cemento de la mezcla (que en caminos oscila alrededor de 0,48), etc. Algunas especificaciones vigentes para vialidad, adoptan la ecuación del Profesor Ros:

$$R_T = R_{28} \frac{1{,}4 \quad T^{2/3}}{3{,}69 + T^{2/3}}$$

siendo:

R_T = Resistencia a los T días
R_{28} = Resistencia a los 28 días.
T = edad en días.

Luego del segundo o tercer año de vida, el crecimiento de la resistencia se hace ínfimo hasta anularse.

Otro aspecto del coeficiente de seguridad es el de cubrir posibles deficiencias que pueden originarse al realizar la construcción, en virtud de las condiciones del trabajo en obra. La más peligrosa deficiencia es, sin duda, la presencia de ahuecamientos en el hormigón. La conveniencia de utilizar mezclas con baja proporción de agua, hizo necesario el empleo de métodos de colocación que evitaran ese peligro. Así nació la idea de someter al hormigón a un tratamiento mecánico: el vibrado, hoy universalmente adoptado. El vibrado aumenta notoriamente la uniformidad del material, con beneficio para la resistencia. Del punto de vista económico, el vibrado tiene la ventaja de reducir la cantidad necesaria de cemento, que es el material caro.

Con respecto a la durabilidad, es posible aumentarla por medio de aire incorporado, bajo forma de pequeñísimas burbujas. El hormigón así tratado adquiere mayor resistencia al ataque de los agentes atmosféricos y de suelos y aguas agresivas. La mezcla adquiere también mayor trabajabilidad, lo que permite reducir la cantidad de agua. En nuestro país, con zonas de clima templado y suelos no sujetos a congelamiento, el beneficio del aire incorporado es secundario.

CONDICIONES QUE DEBE REUNIR LA SUBRASANTE

Métodos Correctivos y Casos en que Corresponde Aplicarlos. Interposición de Bases

En general, puede decirse que la calzada de hormigón es poco exigente en cuanto a la calidad de la subrasante. Su comportamiento ha resultado satisfactorio aún para suelos de baja capacidad portante, debido a que las placas distribuyen las cargas en una gran superficie. La única exigencia importante es que la resistencia del suelo sea uniforme. Con subsuelo de mala calidad es conveniente emplear armadura y tener especial cuidado en diseñar juntas apropiadas.

En nuestro país no existe mayormente el peligro del helamiento, que tanto preocupa en otras partes. Donde éste existe debe cuidarse de mantener suficientemente bajo el nivel freático.

Pero la causa principal de destrucción de pavimentos observada en los últimos años, ha sido el llamado efecto

de "bombeo" (pumping). Consiste en una acción de socavamiento que se produce debajo de las juntas y grietas a través de las cuales filtra el agua de superficie. El fenómeno se inicia después de un período de lluvias, apareciendo manchas de barro en el pavimento, cerca de las juntas y grietas. El terreno comienza simultáneamente a fluir por los bordes exteriores próximos a las esquinas. El proceso se desarrolla rápidamente y la falta de soporte del suelo aumenta el agrietamiento, que va dejando pasar cada vez una cantidad mayor de agua y presentando menor resistencia a la salida del barro. El ahuecamiento de la subrasante deja a la losa trabajando en voladizo y la rotura no se hace esperar.

El bombeo se produce por tres factores esenciales, que concurren a la vez. La sola ausencia de uno de ellos impide que él ocurra. Esos factores son:

1) Agua libre bajo el pavimento.
2) Tránsito pesado y frecuente.
3) Subrasante susceptible de formar fango.

Se ha comprobado que el peso por rueda debe ser de 6 toneladas, para que la flecha sea capaz de forzar la salida del fango. El suelo debe poder alcanzar además la plasticidad necesaria, con una cantidad de agua relativamente reducida. En cuanto al clima, el bombeo se producirá más fácilmente en zonas lluviosas. Otro factor que interviene es la pérdida de elasticidad del relleno bituminoso de las juntas, por envejecimiento o bajas temperaturas. En esas condiciones, la contracción del hormigón deja abierta la junta y permite la filtración del agua o la expulsión del suelo desleído.

Para combatir el bombeo se procede a interponer bases granulares, por ejemplo una capa de arena de 5 cm, que reduce al mismo tiempo el coeficiente de frotamiento entre losa y subrasante.

Cuando el material necesario para la base no se encuentra en zonas próximas a la obra y su costo de transporte resulta elevado, se recurre al mejoramiento de la subrasante, reduciendo la proporción de limo y arcilla al 45 % en peso o menos. En estos casos se emplea a menudo también la corrección del suelo por adición de cemento, en un porcentaje de alrededor del 4 % del espesor de suelo a tratar, que varía de 5 a 10 cm. Además se consigue evitar los efectos perniciosos de suelos que por su alto contenido de arcilla resultan inaptos por sí solos, para ser empleados directamente como subrasantes, debido a que están afectados a cambios volumétricos importantes, por su facilidad de absorción de agua. El cemento, aun agregado en pequeñas cantidades, produce la floculación de los finos del suelo, aumentando su estabilidad. Accesoriamente se incrementa la capacidad portante del mismo, lo cual tiene un interés solamente relativo. El efecto primordial es lograr que el hinchamiento sea controlado.

El bombeo se combate también eficazmente por la restricción al movimiento de las losas, eliminando las juntas de dilatación y manteniendo cerradas las juntas y grietas transversales lo que impide las filtraciones.

Como se ha dicho, la finalidad principal que se persigue al ejecutar bases, es la de lograr una subrasante estable, mediante la interposición entre la losa y el suelo del lugar, de una capa de suelo seleccionado con bajos cambios volumétricos o de materiales granulares.

Desde el punto de vista económico, no es conveniente colocar bases con el único propósito de disminuir los espesores de las losas. Pero cuando se las utiliza en función de mejoramiento de la subrasante, debe aprovecharse también para reducir el grosor del pavimento.

Esta ventaja se debe a que, según los ensayos efectuados, la capa base, si bien no aumenta el módulo de la fundación obtenido en el ensayo de la placa, permite una mayor flexión de la losa de hormigón, sin sobrepasar las tensiones admisibles, a lo que corresponde mayor reacción de la subrasante, o sea mayor capacidad portante.

Su verdadero efecto es el de evitar los cambios bruscos de curvatura en la losa deformada, evitando la concentración de tensiones.

ANALISIS DE LAS TENSIONES QUE SE DESARROLLAN EN LAS LOSAS

Fórmulas más Comunes Empleadas en su Cálculo

Las acciones principales que afectan en forma directa al pavimiento, creando un cierto estado de tensión en la masa del hormigón, cuyo régimen interesa conocer, son:

1) Las cargas del tránsito.
2) Las variaciones de temperatura.
3) Las variaciones del contenido de humedad del hormigón.

—o—

1) Las cargas derivadas del tránsito de vehículos, que actúan en forma dinámica, afectadas del correspondiente factor de impacto, originan en las losas momentos flectores. Basándose en el estudio de las líneas de influencia de estos momentos flectores, tanto radiales como tangenciales, Westergaard encontró y las experiencias lo han confirmado, que para la trocha y separación entre ejes, usuales aún en los camiones más pesados, las tensiones máximas que se producían en el pavimento sólo dependían del peso máximo por rueda, pues el coeficiente de influencia de las demás ruedas era despreciable. Esto no ocurre con los tanques de guerra, por ejemplo, por la proximidad de las cargas. Quede consignado, sin embargo, que en los modernos camiones de elevado porte, comienza a sentirse la influencia de las otras ruedas, lo que ha dado motivo a que se iniciaran estudios en Norte América para establecer en qué medida habrá de tomarse en cuenta en el futuro esa influencia.

El coeficiente de impacto, que representa la relación en que se encuentra incrementada la carga estática, en virtud del efecto dinámico de aplicación, depende del tipo de llanta. Esta puede ser de rodados simples o duales y de una presión de inflado alta o baja. Si la presión es baja, el neumático se deforma más, de manera que aumenta el área en donde se aplica la carga, con la reducción consiguiente de la presión específica. Lo inverso ocurre cuando la presión de inflado es alta pues entonces la deformación es pequeña y en consecuencia, el tiempo que tarda en aplicarse la carga, es más breve, produciendo mayor impacto. El problema del impacto fué estudiado hace ya varios años por Buchaman y Reid.

En las experiencias utilizaron un dispositivo que, colocado en el vehículo, permite obtener un gráfico espacio-tiempo, representativo de la caída del peso soportado por los elásticos, cuando aquél pasaba sobre una irregularidad cualquiera del pavimento. Hechas las correciones necesarias y derivando dos veces la representación gráfica obtenida, resulta el valor de la aceleración. Por el principio de Newton, el producto de la acelaración por la masa del cuerpo, es igual a la fuerza aplicada, que se deseaba conocer. La relación entre ésta y la carga estática proporciona el valor del respectivo factor de impacto.

La tabla que sigue, obtenida en base a aquellas experiencias, consigna los valores del coeficiente de impacto en función del peso estático (transformado en kilogramos). Esos valores, representados gráficamente en la fig. 2 disminuyen rápidamente al aumentar la carga hasta estabilizarse, de manera que hoy pueden extrapolarse para valores de carga mayores, que la máxima experimentada entonces (4.550 kg. = 10.000 libras), sin cometer error sensible.

FACTOR DE IMPACTO

Carga Estática (Kg.)	RUEDAS DUALES	
	Alta presión	Baja presión
2.000	1,91	1,61
2.500	1,69	1,47
3.000	1,55	1,37
3.500	1,46	1,31
4.000	1,39	1,27
4.500	1,33	1,23
5.000	1,30	1,20
6.000	1,29	1,20
7.000	1,29	1,20

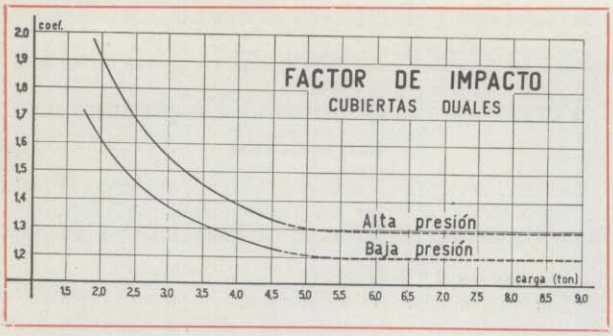


Figura Nº 2

Al aumentar la velocidad disminuye el tiempo de aplicación de la carga, produciendo mayor impacto. La tabla corresponde a una velocidad de 80 km./hora y una frecuencia aproximada de 60 impactos por kilómetro. Si bien hoy se construyen autopistas y carreteras para velocidades directrices mayores, cabe señalar que los progresos alcanzados, tanto en las llantas como en la suspensión de los vehículos, así como la mayor regularidad que se obtiene en el pavimento con los modernos métodos de construcción, aseguran que el impacto no puede superar los valores dados. Además, la velocidad económica de transporte, a la que se trasladan los vehículos comerciales, que son los más pesados, sigue siendo inferior a 80 km/hora.

—o—

El efecto de la carga correspondiente a la rueda de cálculo, es estudiado en tres posiciones típicas, considerando que la carga se reparte uniformemente en un círculo de radio a. Esta es una hipótesis simplificativa que puede aceptarse con bastante aproximación, a pesar que en la práctica el área sobre la cual se aplica la carga es una elipse, dada por la deformación del neumático. Igual criterio se aplica al caso de ruedas duales, que dan como elipses muy próximas.

A veces se presenta el caso de pavimentos urbanos, que se recubren con una carpeta asfáltica.

Como en el peor de los casos la distribución de presiones es a 45º a través del asfalto, es lícito tomar como radio del círculo de repartición de la carga sobre la losa, el valor a, más el espesor de la carpeta: a + e.

Como puede verse en el cuadro siguiente, el radio a depende del peso por rueda y del tipo de llanta.

VALOR DEL RADIO a

Carga	Ruedas Simples		Ruedas Duales	
	Baja presión	Alta presión	Baja presión	Alta presión
kg.	cm.	cm.	cm.	cm.
1.000	8,5	7,8	13,2	—
2.000	11,2	9,9	16,3	14,7
3.000	13,2	11,7	18,3	16,8
4.000	14,8	13,0	20,0	18,3
5.000	16,0	14,2	21,4	19,6
6.000	17,0	15,2	22,7	20,7
7.000	17,9	15,9	23,8	21,7
8.000	—	—	24,8	22,4
9.000	—	—	25,5	23,1

Las tres posiciones típicas de la rueda son: (fig. 3)

Caso I) — En la esquina.
Caso II) — En el interior.
Caso III) — En el borde.

En el análisis teórico realizado por el Dr. Westergaard (1925) y comprobado por la vía experimental, se supone que la losa actúa como una placa de material elástico, isótropo y homogéneo. Westergaard consideró además el espesor uniforme y los bordes libres. Dicha placa se encuentra en equilibrio bajo la acción conjunta de las cargas, el peso propio y las reacciones de la subrasante, suponiendo estos últimos de dirección vertical y de valor proporcional al hundimiento z.

Luego, en todo punto la reacción será igual al producto de z por una constante k, llamada *"módulo de la subrasante"* (expresado en Kg/cm³). Westergaard supuso que k era independiente de la deflexión z y además de valor constante para todos los puntos de la superficie de contacto, lo que sólo es cierto dentro de cierta aproximación, según el tipo de subrasante.

Define además un valor l al cual llamó *"radio de rigidez relativa"* expresado por:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E.\ h^3}{12\ (1 - \mu^2)\ k}}$$

siendo:

E= módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm²).
h= espesor uniforme de losa (cm.).
μ= coeficiente de Poisson para el hormigón.

Como l representa una longitud, queda dado en cm.

—o—

Caso I — Los esfuerzos máximos de tracción se desarrollan en la cara superior. Adoptando como eje de coordenadas x la bisectriz al ángulo recto, con origen en la esquina, Westergaard halló una ecuación que permitía calcular los valores de las deflexiones, en puntos cercanos a la esquina:

$$z = \frac{P}{k\ l^2}\left(1{,}1\ e^{-\frac{x}{l}} - \frac{a}{l}\ 0{,}88\ e^{-\frac{2x}{l}}\right)$$

siendo P la carga estática por rueda, incrementada por impacto (Kg).

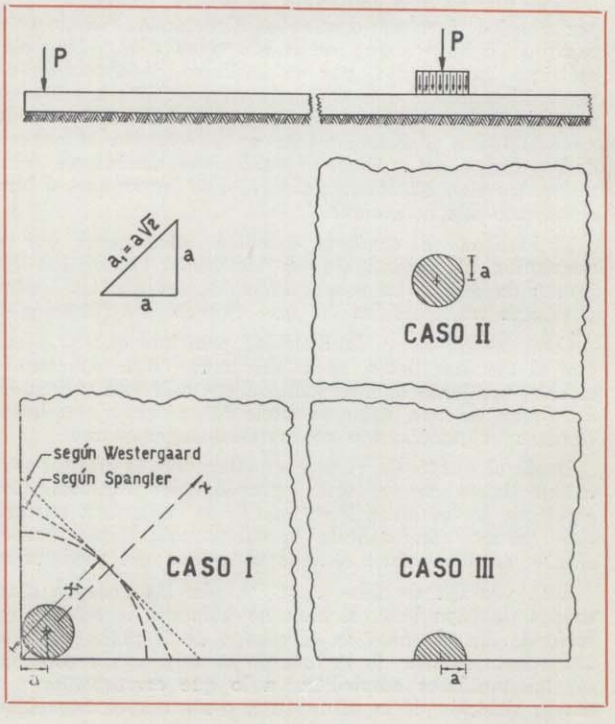


Figura Nº 3

Conocido z y k su producto da el valor de la reacción de la subrasante. Se está en condiciones de calcular el momento flector M a que está sometido el cuerpo, bajo la acción combinada de las cargas y las reacciones para cada sección normal al eje y de coordenada x. Mientras se tomen valores de x relativamente bajos, podemos aceptar que el momento se distribuye uniformemente en la sección de ancho $2\ x$. El cociente $\frac{M}{2\ x}$ no es sino el momento flector por unidad de ancho de la sección.

El momento máximo según Westergaard, se produce para la coordenada $x_1 = 2\sqrt{a_1\ l}$

Siendo $a_1 = a\sqrt{2}$, resulta: $x_1 = 2{,}38\sqrt{a\ l}$

Dicho momento máximo origina una tensión crítica de valor:

$$\sigma_e = \frac{M\ máx}{W} \cdot \frac{h}{2} = \frac{3P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{a_1}{l}\right)^{0.6}\right] \quad (1)$$

Se desprende que cuando el área donde se distribuye la carga aumenta (*crece* a), la tensión crítica disminuye notoriamente. El aumento de k, que interviene en el valor del radio de rigidez relativa l, tiene en cambio escasa influencia benéfica.

Ensayos posteriores dieron valores mayores para σ_e por lo cual Bradbury propuso reemplazar a_1 por $a = \frac{a_1}{\sqrt{2}}$

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{a_1}{l\sqrt{2}}\right)^{0,6}\right] \quad (2)$$

Las experiencias realizadas en el campo experimental de la Public Roads Administration en Arlington demostraron que las acciones de la temperatura pueden alterar seriamente el régimen de contacto de la losa. Cuando la esquina se curva hacia abajo durante el día, el contacto es bueno y los esfuerzos corresponden a la expresión hallada por Westergaard, mientras que durante la noche la curvatura hacia arriba hace aumentar las tensiones críticas, para las cuales Kelley encontró esta tercera expresión:

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{a_1}{l}\right)^{1,2}\right] \quad (3)$$

Cabe señalar que si en cualquiera de las fórmulas anteriores hacemos: $a_1 = o$ (carga concentrada) resulta la primitiva fórmula de Goldbeck (1919), que además no tenía en cuenta la reacción de la subrasante:

$$\sigma_e = \frac{3\ P}{h^2}$$

y que da espesores h antieconómicos.

Spangler hizo notar a su vez que las discrepancias encontradas en la aplicación de la fórmula (1) en los casos prácticos, se debían en gran parte a que la distribución de momentos supuesta uniforme, no es la real. Tampoco se verifica en la generaldiad de los casos, una subrasante que se comporte elásticamente pues siempre aparecen deformaciones permanentes de cierta importancia.

La Portland Cement Association, a través de los estudios teórico-experimentales hechos por el Dr. Gerald Pickett recomienda (Concrete Pavement Design, 1951) la siguiente fórmula:

$$\sigma_e = \frac{4{,}2\ P}{h^2}\left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a_1}{l}}}{1{,}1 + 0{,}185\ \frac{a_1}{l}}\right] \quad (4)$$

Para hallarla, Pickett aplicó el criterio por el cual toda fórmula semiempírica como ésta, para tener un ámbito relativamente grande de aplicación, debe además de concordar con los resultados experimentales, dar en su representación gráfica (en función de la relación $\frac{a_1}{l}$), una curva semejante a la que resulta del análisis teórico puro, como es la de Westergaard. En efecto, así ocurre dentro de un intervalo de valores de $\frac{a_1}{l}$ que va de 0,1 hasta 1 y que comprende la generalidad de los casos que se presentan en la práctica (fig. 4).

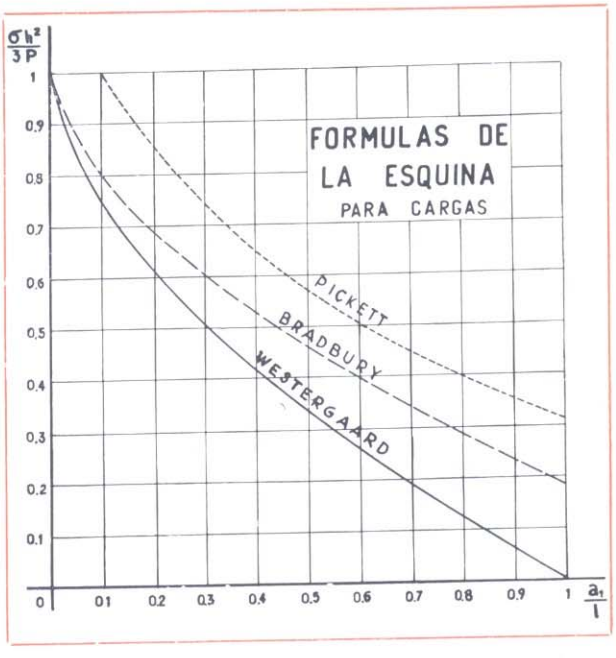


Figura Nº 4

Sin embargo, debe recordarse que hasta ahora se ha considerado que los bordes de la esquina eran libres, caso que en la realidad nunca se presenta. Como se sabe, en las juntas se disponen siempre elementos que permiten transferir una parte de la carga a la losa contigua, logrando así una mejor distribución de los esfuerzos.

Estos sistemas de transferencia se han ido perfeccionando a través de nuevos métodos constructivos, aumentando la eficiencia de la junta. En general puede aceptarse que en el caso más desfavorable, cual es la esquina formada por un borde libre y una junta transversal, la transferencia alcanza a un 20 %. Como hay una relación directa que liga las cargas y las tensiones, en la fórmula (4) basta reemplazar P por el porcentaje de P que se aplica en la losa, en este caso 0,8 P, resultando la fórmula de Pickett corregida para esquinas protegidas:

$$\sigma_e = \frac{3{,}36\ P}{h^2}\left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a_1}{l}}}{1{,}1 + 0{,}85\ \frac{a_1}{l}}\right] \qquad (4')$$

Si el porcentaje de carga transferida es distinto del 20 %, la corrección es análoga.

Para hacer más práctico el uso de la fórmula (4) o (4') se han compuesto ábacos por medio de los cuales se puede proyectar el espesor necesario para una dada tensión admisible o bien verificar la tensión máxima para un espesor determinado, conociendo los valores de P y de k. ("Cemento Portland" - Nº 28).

Caso II — Estando la rueda alejada de los bordes origina tensiones de tracción en la cara inferior, en todas direcciones. El efecto del espesor de la losa no es otro que redondear o suavizar el diagrama de tensiones. La máxima tensión crítica se produce debajo de la carga y su valor es, según Westergaard:

$$\sigma_i = 0{,}275\ (1 + \mu)\ \frac{P}{h^2}\left[\log \frac{E\ h^3}{k\ b^4}\right]$$

donde b es un radio ficticio de distribución de la carga, cuando el valor de a es menor que 1,724 h. Su dimensión es:

$$b = \sqrt{1{,}6\ a^2 + h^2} - 0{,}675$$

Esta corrección se debe a que en tal caso deja de ser aceptable la hipótesis que supone que toda línea recta, situada en la proximidad de la carga, sigue siendo recta luego de la deformación. Para a mayor que 1,724 h, b toma directamente el valor de a.

Caso III — La rueda en esta posición provoca tensiones de tracción en la cara inferior, que son máximas en la dirección paralela al borde del pavimento. En cambio las tensiones normales perpendiculares al borde son más pequeñas. De lo anterior se desprende que la tensión crítica es paralela al borde y se produce debajo de la carga. Suponiendo que la losa apoya perfectamente sobre la subrasante, Westergaard halló la expresión:

$$\sigma_b = 0\,529\ (1 + 0\,54\ \mu)\ \frac{P}{h^2}\left[\log\left(\frac{E\ h^3}{k\ b^4}\right) - 0{,}71\right]$$

cuyos términos tienen el mismo significado dado anteriormente. Las experiencias de Arlington mostraron que cuando la losa estaba sin combar, los resultados concordaban con la fórmula dada. En cambio, cuando la losa por diferencia de temperatura estaba combada con bordes arriba, las tensiones observadas fueron mayores que las calculadas, aproximadamente en un 10 %.

Para poder comparar los esfuerzos críticos causados en los tres casos considerados, por la misma carga, debe considerarse que son de distinto carácter. En efecto, la tensión interior σ_i corresponde a un estado de tensiones iguales en todas las direcciones horizontales. Para poder hacer una comparación, se debe emplear un esfuerzo unidireccional equivalente, cuyo valor sería:

$$\sigma'_i = \sigma_i\ (1 - \mu) = 0{,}85\ \sigma_i$$

aceptando que la ley de distribución de las tensiones alrededor de un punto es en todo momento semejante a la distribución de las deformaciones.

Módulo de la Subrasante

El valor del módulo de la subrasante k representa la resistencia del suelo a la acción compresora de las cargas. Como interviene en las fórmulas que dan las tensiones en la losa, interesa conocer su valor, dentro de una aproximación relativa. En efecto, siendo su influencia en el espesor del pavimento pequeña, como se aprecia en la figura 5, no interesa lograr mayor exactitud en su determinación. En losas de grandes espesores, como el caso de aeropuertos, la influencia es más notoria.

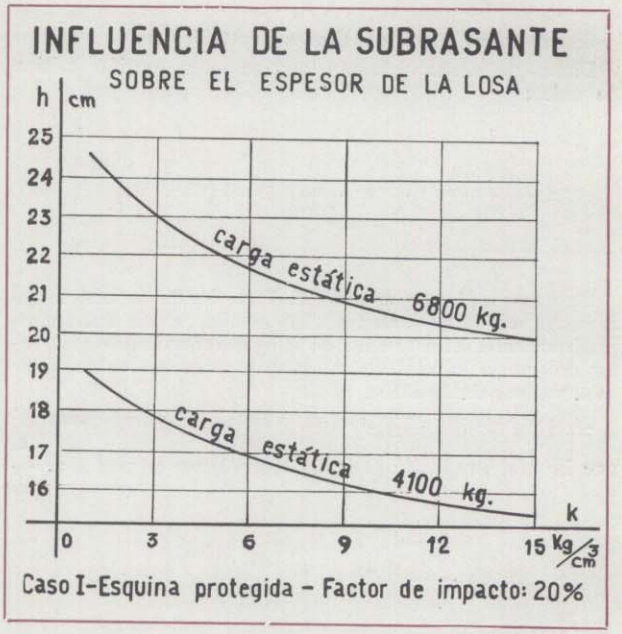


Figura Nº 5

La experiencia americana ha adoptado el ensayo del valor soporte efectuado en campaña. El número de ensayos a realizar será el suficiente para obtener valores representativos de k. Las condiciones del terreno a su vez deben aproximarse todo lo posible a las que se darán luego debajo del pavimento en servicio. El ensayo se efectúa cargando una rígida placa de acero de 76 cm de diámetro sobre la superficie correspondiente a la cota real. En lugares a rellenar, se construye un pequeño terraplén de 75 cm de altura, en condiciones de compactación similares a las que luego se obtendrán en la construcción del camino.

El equipo de aplicación de la carga, un cric hidráulico, lleva una articulación esférica en la transmisión a la placa para evitar cargas excéntricas. Para el correcto asentamiento y nivelación de la placa, se esparce sobre el terreno arena fina, en espesor nunca superior a 6 mm.

La utilización de diámetros menores de 76 cm si bien tiene la ventaja de necesitar cargas menos importantes, los valores que se obtengan estarán influídos por la penetración, pues el bulbo de presiones es de menor profundidad y no constituyen un dato ilustrativo de las condiciones del terreno, más que en la superficie.

La carga aumenta a razón de 350 gr/cm² hasta producir un asiento de 0,127 cm (0,05 pulgadas), a no ser que la carga precisada para producir dicha penetración sea mayor que la que puede resistir el terreno. Si la presión de placa que produce ese asentamiento es p (kg/cm²), el módulo de reacción para humedad natural es:

$$k = \frac{p}{0{,}127}$$

Se ha elegido el valor de k correspondiente a un asentamiento de 0,127 cm, pues resulta el más satisfactorio para el cálculo, dado que la representación carga-deformación no es una recta en la mayoría de los casos, sino una curva.

El resultado más desfavorable se registra naturalmente, con terreno saturado de agua. Para las arenas y gravas, el contenido de humedad, debido a su elevada fricción interna, no afecta mayormente el valor de k que alcanza a 14 kg/cm³ o más. Las arcillas y limos, en cambio, que estando secas poseen elevada resistencia, pierden esa cualidad cuando su contenido de humedad se acerca al límite plástico, bajando k hasta 1,4 kg/cm³.

Cuando no es posible realizar el ensayo a suelo saturado o sus resultados no son satisfactorios, se efectúa el ensayo en campaña con la humedad óptima, hallando el valor k_μ, al cual se le aplicará un término correctivo. Este término se determina en el laboratorio, por ensayos de consolidación, mediante la relación de cargas correspondientes a ambos grados de humedad:

$$k = \frac{p_s}{p} k_\mu$$

siendo p_s la intensidad de carga requerida en el ensayo de consolidación con suelo saturado que produce la misma penetración que la carga p en el ensayo de consolidación con suelo a las condiciones de humedad y densidad equivalentes a las de campaña

Para suelos arenosos se adopta directamente el valor soporte obtenido en campaña.

Se han desarrollado también otros métodos para obtener el valor de k en base, por ejemplo, al método de California (C.B.R.), pero los valores que se obtienen son meramente estimativos y sólo utilizables para anteproyectos.

Con respecto al cálculo de la reducción del espesor del pavimento, en función del espesor de la base, no hay aún métodos precisos que permitan su determinación exacta. Los ensayos indican que al aumentar el diámetro de la placa, el valor de k se acerca al correspendiente a la subrasante. Hasta tanto se completen las investigaciones, el valor que se utiliza en el cálculo de la losa es el dado por la placa de 76 cm.

2) y 3) — Variaciones de Temperatura y del Contenido de Humedad del Hormigón

La acción directa del clima sobre la superficie del pavimento, origina en el interior de la losa un régimen de temperaturas variables a la largo del espesor de la misma. Simplificativamente puede admitirse que su ley de variación es lineal, correspondiendo entonces un diagrama trapecial de temperaturas. Este diagrama puede considerarse, por superposición de estados simples como formado por la suma de un diagrama rectangular y otro triangular.

El rectangular, representativo de un régimen de temperaturas uniformes en todos los puntos de la losa, provocará la dilatación o contracción de la misma, según sea el sentido de la variación. Este cambio afectará al volumen pero no a la forma de la losa.

El triangular, en cambio, originará el alabeo o combadura de la placa de hormigón, por efecto de desiguales variaciones de longitud en las caras superior o inferior. Este fenómeno de alabeo altera en forma completa el régimen de contacto de la losa con la subrasante e incrementa además la flexión debida a las cargas, por la acción muy importante del peso propio.

El gradiente máximo positivo (mayor temperatura en la cara superior) se registra durante las horas del día en verano. Durante ese lapso, la losa se arquea apoyándose en sus extremos. El máximo gradiente negativo corresponde a la noche, tanto en invierno como en verano. Bajo su acción, la losa se levanta en los bordes, apoyandose en el centro.

Un comportamiento semejante se observa en el pavimento por la variación desigual del contenido de humedad. Estas variaciones se efectúan en forma más lenta, dando lugar a deformaciones de tipo plástico, tanto en el hormigón como en el terreno. Este problema se agudiza en suelos arcillosos que mantienen la humedad de la cara inferior. La solución común es el mejoramiento de la subrasante.

Luego de las experiencias de Arlington, quedó comprobado que las tensiones de origen térmico pueden provocar serios agrietamientos, si no son debidamente consideradas al diseñar el pavimento. Estas comprobaciones revelaron, además, la necesidad de extremar durante el período de curado del hormigón, la protección del mismo contra las acciones de la temperatura, especialmente en verano y en zonas cálidas. El método de curado deberá evitar la pérdida de humedad que provocaría la retracción de la losa, causando grietas en el hormigón todavía fresco e incapaz de resistir aún pequeñas tensiones de tracción.

Tensiones debidas al combado

Para el cálculo de las tensiones debidas al combado en losas de espesor uniforme, Bradbury y Kelley han deducido las fórmulas dadas a continuación, basadas en el análisis teórico hecho por Westergaard. A los fines prácticos del cálculo, se toma habitualmente como máximo gradiente positivo 2/3 de grado centígrado por cm de espesor. Para el máximo negativo se toma 2/9 de °C por cm. Lógicamente a mayor espesor, se produce mayor diferencia t de temperatura entre ambas caras.

a) *En el borde*: la tensión crítica se desarrolla en la dirección paralela al borde (que tomaremos como dirección de las x).

$$\sigma_{b_x} = \frac{E \ \alpha \ t \ C_x}{2}$$

siendo:

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón (0,000.009).

t = diferencia de temperatura entre ambas caras; se calcula multiplicando el espesor h por el gradiente diurno de temperatura (.. $t = {}^2/_3$ h)

C_x = coeficiente que se determina en el gráfico de la figu-

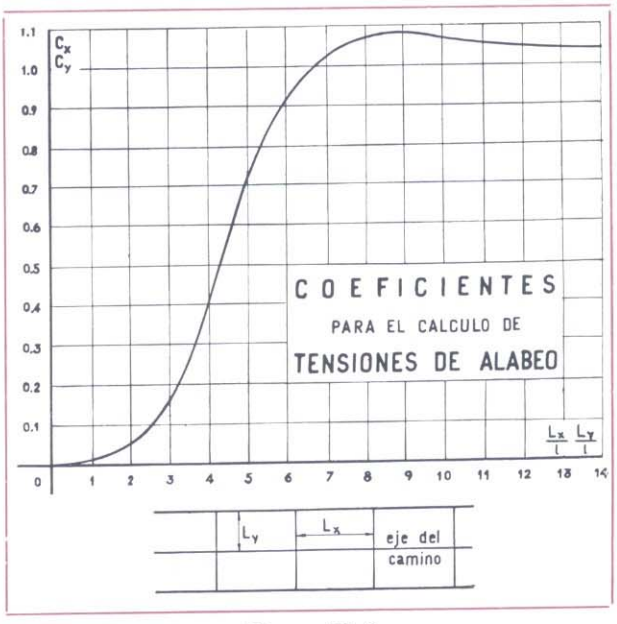


Figura Nº 6

ra 6 en función de la relación $\frac{L_x}{l}$

L_x = largo de la losa, según x.

En la dirección perpendicular, que tomaremos como dirección de las y, puede considerarse que las tensiones normales son nulas. ($\sigma_{b_y} = 0$).

b) *En el interior*:

$$\sigma_{i_x} = \frac{E\ \alpha\ t}{2}\left(\frac{C_x + \mu\ C_y}{1 - \mu^2}\right)$$

$$\sigma_{i_y} = \frac{E\ \alpha\ t}{2}\left(\frac{C_y + \mu\ C_x}{1 - \mu^2}\right)$$

siendo C_y un coeficiente que, al igual que C_x se halla en el gráfico de la figura 6 pero en función de $\frac{L_y}{l}$

L = ancho de losa.

El valor t se calcula igual que en el caso anterior.

c) *En la esquina*: Para las tensiones de alabeo en la esquina, Bradbury propuso esta fórmula aproximada:

$$\sigma_e = \frac{E\ \alpha\ t}{3\ (1 - \mu)}\sqrt{\frac{a}{l}}$$

En este caso, t se calcula con el gradiente nocturno:

$$t = 2/9\ h$$

La tensión σ_e corresponde al punto de la bisectriz en el que es máxima la tensión debida a la carga en la esquina (Caso 1).

En los ensayos que realizó la P.R.A. en Arlington, halló para las tensiones de alabeo producidas en un punto interior, la ley de variación representada en la figura 7, en función de la longitud de losa de espesor uniforme. Como se observa, el aumento de longitud más allá de cierto valor (alrededor de 8 metros) deja de producir incrementos de significación en la magnitud de la tensión. En cambio, por debajo de ese valor límite, toda reducción en la longitud de las losas produce una notoria disminución en las tensiones de alabeo.

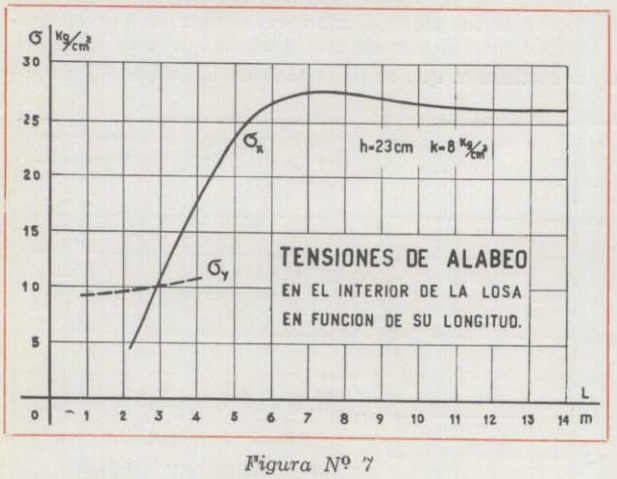


Figura Nº 7

En las esquinas, debido a que la deformación de alabeo es resistida por escasa masa de hormigón, las tensiones debidas a la combadura son pequeñas y en general despreciables. Lo que en cambio no es despreciable es la alteración del régimen de sustentación de la losa, bajo la acción de las cargas y que ya ha sido considerada en las fórmulas (2), (3) y (4).

No acontece lo mismo en el interior y en los bordes alejados de la esquina, donde el alabeo interesa a un volumen apreciable de la losa, cuyo peso propio resiste con una fuerza considerable, aun cuando distribuída.

Análogas consideraciones cabría hacer con respecto a las variaciones del contenido de humedad, pero su influencia es hasta hoy difícil de avaluar con alguna aproximación. Ello no preocupa seriamente al proyectista pues, en la mayoría de los casos, las tensiones que se originan son de signo contrario a las debidas a cambios de temperatura. En general se tratará más bien de un efecto favorable.

En efecto, el combado de bordes abajo, causante de las mayores tensiones de alabeo, se presenta como se ha visto durante el día en el verano. Ocurre, sin embargo, que en esa época la acción del aire y del sol secan enérgicamente la superficie del pavimento que tiende entonces a contraerse. La cara inferior, en contacto con la subrasante mantiene en cambio su humedad. Ello configura una tendencia opuesta al combado por temperatura y ambos se compensan en buena proporción.

A su vez, la época de los días lluviosos y húmedos coincide en general con las frías temperaturas invernales que se oponen a la dilatación superficial del hormigón, dando lugar nuevamente a una compensación de esfuerzos importante.

Lógicamente, si estas condiciones favorables no se dan, en forma suficiente, habrá que tener en cuenta al dimensionar, la acción combinada de las cargas y el efecto térmico, sumando ambas tensiones. Al analizar los criterios de cálculo, trataremos en detalle este problema.

Dilatación o contracción uniforme

Por último analizaremos el efecto de las variaciones uniformes de longitud. Al oponerse la fricción entre hormigón y subrasante al movimiento de la losa, se originan en ésta esfuerzos de tracción durante el acortamiento y de compresión en el alargamiento. Estas tensiones crecen de los bordes hacia el centro, de manera que alcanzan su valor máximo en las secciones medias. Su valor en dicha sección, es:

$$\sigma = \frac{f\ L\ \delta}{2}$$

siendo:

f = coeficiente de fricción entre pavimento y subrasante.

L = longitud de losa en la dirección considerada (m)

δ = peso específico del hormigón (2.400 kg/m³).

El valor de f, aunque depende del tipo de suelo y de la longitud L, se tomaba antes como aproximación igual a 2. El American Concrete Institute (A.C.I. — Comité 325) señala que ese valor es excesivo en la generalidad de los casos y aconseja tomar como valor más probable f = 1,5.

Estas tensiones se controlan mediante el espaciamiento adecuado de las juntas de dilatación y contracción. En pavimentos armados, se aprovecha la capacidad del hierro, para absorber tensiones de tracción.

LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS LOSAS

VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS DIVERSOS TIPOS

Los factores que actúan sobre el pavimento son como se ha visto, muy distintos de los correspondientes a otras estructuras de hormigón. El pavimento presenta una gran superficie afectada a las variaciones climatéricas, al desgaste y a la acción dinámica de las cargas. Se encuentra además fundado próximo a la superficie, sujeto a la alternancia de humedad y secamiento.

Por último su espesor no puede ser elevado para que resulte económico.

Por la complejidad extrema de las acciones que afectan al pavimento, resulta imposible dar solución exacta al problema de construir un sólido de igual resistencia, para soportar esos efectos. La solución más simple es entonces la losa de espesor uniforme y perfil parabólico (fig. 8).

La investigación experimental realizada en Estados Unidos en 1923, en el llamado "camino de Bates" reveló que, una sección que se aproximara a la losa ideal, de igual resistencia en todos sus puntos al esfuerzo máximo que en cada uno de ellos, produce la combinación más desfavorable de los factores que intervienen, debía diseñarse con bordes espesados con respecto al centro.

Desde entonces se han ensayado infinidad de secciones equilibradas o balanceadas, que pueden reunirse en dos variantes principales: (fig. 8).

a) de espesamiento parabólico.

b) de espesamiento re to.

El perfil c) fué muy poco usado, pues sus bordes resultan con exceso de material.

Como perfil superior se ha adoptado casi universalmente el parabólico, con una pendiente transversal del 1 al 2 %. El perfil superior recto a dos vertientes presenta dificultades en el empalme de ambas, sobre la junta longitudinal y desmejora la calidad estética del camino.

La sección de espesor uniforme presenta ventajas en cuanto a su simplicidad, además de poseer una resistencia adicional en el interior. Debiendo dimensionarse la losa

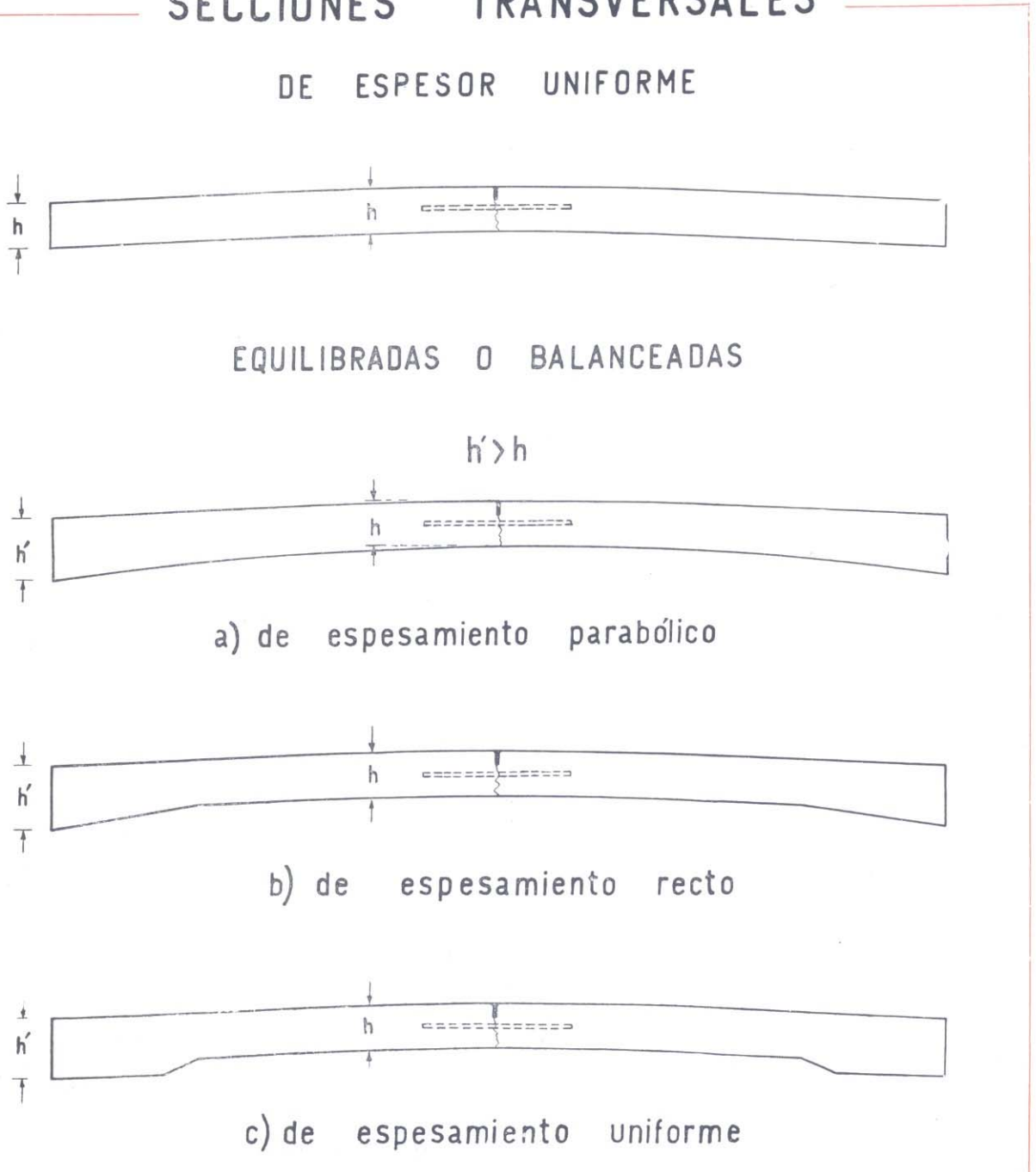


Figura Nº 8

para soportar la solicitación más comprometida, la de la esquina, su espesor es calculable mediante las fórmulas expuestas para dicha solicitación. La losa posee tres bordes vinculados, a través de los cuales hay transferencia de carga que aminora las tensiones máximas. La esquina más comprometida resulta ser la formada por una junta de dilatación y el borde exterior del pavimento. De la mayor o menor eficiencia del sistema de transferencia de cargas en la junta, dependerá que exista una mayor o menor diferencia entre la tensión de esquina y la tensión máxima que se registra en el interior o en un borde alejado de la esquina. El aumento de la eficiencia de la junta tiene significación, pues reduce el espesor en toda la losa.

Las secciones balanceadas, para idéntica capacidad portante, suponen un mejor aprovechamiento del hormigón y su correspondiente economía. El ahorro de material alcanza habitualmente a un 10 %. Como desventajas presentan: un mayor costo de perfilado de la subrasante y mayor altura de las formas laterales. En cuanto a la conveniencia económica de uno u otro tipo de sección, la elección dependerá naturalmente de las condiciones locales propias de la obra, como ser: costo de mano de obra, costo de los materiales, etc.

La tendencia moderna observada en los Estados Unidos y otros países es la de volver, sin embargo, al diseño de espesor uniforme. Abona esta prefernecia la circunstancia del continuo aumento del ancho de las calzadas, que hoy se adopta en 7,20 metros y más aún. El ensanchamiento de las losas trae aparejado una mayor preponderancia de la carga del centro frente a la de la esquina. La circulación además es más centrada y sólo excepcionalmente las cargas se aplican en la esquina, de donde resulta que el fenómeno de fatiga en esa zona es considerablemente menor. El pavimento de espesor uniforme proporciona además, una seguridad adicional frente a las tensiones de alabeo.

Sección balanceada. — Las fórmulas que se han dado fueron deducidas para losas de espesor uniforme, pero pueden aplicarse al cálculo de losas con bordes espesados, con bastante aproximación. En este caso, el espesor h obtenido de la fórmula de la esquina, debe considerarse como el espesor equivalente de una losa de espesor constante que posea igual resistencia a la flexión, que la que se proyecta. Teóricamente se deduce que el valor de h_o, que cumple esa condición, es el que se define como *"espesor medio cuadrático"*:

$$h_o = \sqrt{\frac{\Sigma\ b\ h^2}{\Sigma\ b}}$$

siendo b y h el ancho y la altura respectivamente de cada uno de los segmentos en que puede descomponerse la sección no uniforme, para la cual se desarrolla el momento máximo. Según Westergaard, esa sección es la normal a la bisectriz a la distancia: $x_1 = 2{,}38\ \sqrt{a\ l}$. Las experiencias de Spangler determinaron con más exactitud, que la sección de momento máximo corresponde a una intermedia entre la anterior y el cuarto de círculo trazado con centro en la esquina y radio x_1 (fig. 4).

Por el método clásico de cálculo de secciones balanceadas, se dimensiona el perfil en base a los espesores correspondientes a la esquina y al centro. Para espesamiento recto, éste se inicia a una distancia de 60 a 120 cm del borde.

En realidad, en los pavimentos comunes de dos trochas, la junta longitudinal establece un elemento de discontinuidad. En la esquina formada por la junta transversal y la longitudinal, es factible aplicar la fórmula de Pickett, corrigiendo el coeficiente que afecta a P, de acuerdo a la transferencia de carga que se efectúa a través de ambas juntas.

Si dicha transferencia mínima es del 20 % para cada una, actuará en la losa el 60 % de la carga P y el factor correspondiente a P habrá que multiplicarlo por 0.6 resultando:

$$\sigma_i = \frac{2{,}52\ P}{h^2}\left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a_1}{l}}}{1{,}1 + 0{,}85\ \frac{a_1}{l}}\right] \quad (4'')$$

La aplicación de (4") nos proporciona espesores un 10 % mayores que con la fórmula de Westergaard para la carga en el centro de la losa, quedando el pavimento a cubierto de la acción más desfavorable que pueda soportar.

En los pavimentos urbanos construídos con cordones integrales, este elemento aporta una elevada rigidez a los bordes, haciendo innecesario su refuerzo. En estos casos además, los vehículos circulan siempre alejados del borde y sólo por excepción pueden montar sobre él.

Algunos autores aconsejan valuar las tensiones de alabeo máximas en el centro, en 3 Kg/cm², o sea alrededor del 10 % de la tensión admisible de cálculo. Para esto tienen en cuenta que los vehículos que transportan cargas máximas son una fracción relativamente pequeña del número total. Es común además que la circulación de camiones se verifique en mayor proporción, durante la noche, cuando no existe el alabeo bordes abajo. En consecuencia el número de repeticiones de las tensiones críticas, desarrolladas en las losas por la presencia simultánea de ejes pesados con altos diferenciales positivos de temperatura, es una cifra reducida, de escasa influencia en la fatiga del material.

Por otra parte, el criterio empleado modernamente basado en la restricción al movimiento de las losas, ha obtenido una reducción importante de las tensiones de tracción que produce el alabeo, mediante la superposición de un estado de compresión axial y el acercamiento de las juntas de contracción.

En resumen, si se proyecta una sección de espesor uniforme, que se determina por la fórmula de la esquina, el exceso que se comete cubre con amplitud los máximos esfuerzos que puedan registrarse en el interior de la losa.

Si el proyecto es una sección balanceada y se la calcula por la fórmulas de Pickett, tampoco será preciso computar las tensiones de alabeo provocadas por la existencia de diferenciales de humedad y temperatura, que en los casos comunes quedan comprendidas dentro del margen de resistencia adicional que las fórmulas proveen.

LAS JUNTAS

Tipos y Distribución en el Pavimento. Pasadores y Barras de Unión

El correcto diseño y la distribución adecuada de las juntas permite evitar el agrietamiento del pavimento sometido a la acción combinada de variaciones de humedad y de temperatura y a las cargas del tránsito. Se utilizan para ello juntas transversales y longitudinales. Según la función primordial que desempeñan, las juntas pueden ser:

1) de dilatación
2) de contracción
3) de articulación

La clasificación no es absoluta pues, como veremos, una junta de contracción permite pequeñas rotaciones; una junta de dilatación lo es también de contracción, etc.

---

1) *JUNTA DE DILATACION.*

La dilatación de las losas se controla mediante el espaciamiento adecuado de las juntas transversales de

dilatación. Un incremento uniforme $\triangle t$ de temperatura provoca un alargamiento $\triangle L$ también uniforme. Su magnitud es calculable por la expresión:

$$\triangle L = \alpha \cdot \triangle t \cdot L$$

siendo:

α = coeficiente de dilatación del hormigón.
L = separación entre juntas.

Según el criterio antiguo de permitir la libre expansión de las losas, la junta debe disponer de este espacio $\triangle L$ para admitir el alargamiento del pavimento. El espacio, se rellena con material elástico, para que no sea expulsado por la compresión y vuelva a llenarlo, al contraerse nuevamente el hormigón.

El desplazamiento de la losa desarrolla, como se ha visto, un esfuerzo de frotamiento con la subrasante que se opone al movimiento. Este esfuerzo origina en el hormigón tensiones de compresión.

El criterio moderno de diseño de carreteras de hormigón, ya universalmente aceptado, se orienta hacia la restricción de la libertad de movimiento de las losas, mediante el mayor espaciamiento de las juntas de dilatación. Al restringir la expansión, se aminora considerablemente el efecto de la fricción, pero al mismo tiempo se somete al pavimento a un estado de compresión axial. Los esfuerzos de compresión que de esa manera se desarrollan, son aprovechados para anular o disminuir las tensiones de tracción. Como se sabe, el hormigón posee para estas tensiones una capacidad de absorción que es muy inferior con respecto a las de compresión.

De esa manera se logra sacar provecho de las características elásticas y plásticas del hormigón.

Puede objetarse que esta compresión actúa solamente en las épocas de alta temperatura, no pudiéndose computar entonces en el proyecto del pavimento. Ocurre sin embargo, que es justamente en esa época cuando se producen los mayores diferenciales de temperatura diurnos, como ya se analizó.

Otra ventaja importante de esta acción, de compresión, es la de mantener cerradas las juntas transversales y estancas las fisuras del pavimento. Esto representa una eficaz ayuda para combatir el efecto de "bombeo", característico de las subrasantes susceptibles de formar fangos por filtraciones de aguas superficiales.

Otra ventaja no menos importante, derivada de la restricción, es la de hacer innecesaria en general la colocación de armadura distribuída. En efecto, aliviando las tensiones de tracción y manteniendo cerradas las fisuras sus funciones están cumplidas y puede eliminarse. Sólo debe cuidarse en proyectar las juntas de contracción, a distancias suficientemente cortas.

Siendo además la junta de expansión la seccion más débil de un pavimento de hormigón, su distanciamiento permite prestarle toda la atención requerida para obtener un comportamiento eficiente, sin encarecer el costo total de la obra.

El estudio del comportamiento de los pavimentos bajo el régimen de restricción al movimiento, ha sido objeto de investigaciones muy minuciosas en la última década. Baste para ello consignar las que se llevaron a cabo en seis estados norteamericanos (California, Kentucky, Michigan, Minnesota, Missouri y Oregón) donde se construyeron sendas carreteras experimentales. En ellas se ensayaron distintas secciones transversales con o sin armaduras y para distintos espaciamientos de juntas. Las condiciones del clima, como de la subrasante también eran diversas, variando para las distintas carreteras. Luego de diez años de observaciones continuadas, las conclusiones a que se arribaron revelan que las juntas de expansión pueden espaciarse considerablemente y aún eliminarse por completo en muchos casos.

En la actualidad, las juntas de dilatación, se han omitido casi por completo, en los pavimentos de hormigón sin armar de aquel país del norte. Con preferencia, deben utilizarse materiales de bajo coeficiente de dilatación. Las juntas de contracción, por su parte, se ubican a intervalos cortos (de 3 a 6 metros como máximo).

Hormigonando en tiempo frío, es aconsejable situar juntas de expansión cada 100 ó 200 metros, dejando como abertura 1 cm.

Con respecto al contenido de humedad, su máximo coincide generalmente con las épocas de bajas temperaturas, tendiendo a equilibrarse los efectos de humedad y temperatura.

Hay, sin embargo, cierto peligro ante cargas algo elevadas de compresión, como los aumentos progresivos de volumen observados en algunos hormigones y las roturas que los americanos llaman "blow-up". Este último tipo de rotura, aún no bien explicado, parece provenir de la interposición de partículas de polvo en juntas mal selladas o grietas.

Cuando el pavimento enfrente estructuras fijas (edificios, puentes, intersecciones de caminos, etc.), se debe disponer siempre junto a ellas la correspondiente junta de dilatación.

Según ya se ha dicho, la restricción a la expansión de la losa provocará tensiones de compresión en el sentido longitudinal. Tales tensiones, sumadas a las desarrolladas por flexión, en esa misma dirección, no deben sobrepasar la tensión admisible del hormigón a la compresión. Tomando un factor de seguridad igual a 2 como es habitual, la tensión admisible será la mitad de la correspondiente a rotura:

$$\sigma_{ad} = \frac{\sigma_r}{2}$$

Si a dicha tensión se le resta la máxima tensión admisible de compresión por flexión debida a las cargas y al alabeo, se obtendrá la tensión admisible a la compresión, proveniente de la restricción:

$$\sigma_{ad_c} = \sigma_{ad} - \sigma_{ad_f} = \frac{\sigma_r}{2} - \sigma_{ad_f}$$

El hormigón al ser comprimido experimenta una deformación elástica y una deformación plástica.

Por la ley de Hooke, la deformación elástica estará dada por:

$$\triangle L_e = L \frac{\sigma_{ad}}{E}$$

siendo E el módulo de elasticidad del material. El A.C.I. toma como valor de E, mil veces la resistencia a la compresión del hormigón (Kg/cm^2).

Por su parte, la deformación plástica especifica por unidad de tensión de compresión, es según la fórmula de Shanks:

$$\varepsilon_p = \frac{1{,}85 \sqrt[3]{T}}{10^6}$$

en la cual T es el tiempo real en que actúa la carga (expresado en días) hasta alcanzar el valor máximo. O sea el período durante el cual ocurre la deformación plástica. Por ejemplo: si fueran 15 días, en los cuales la compresión actúa durante 5 horas, se tomaría:

$$T = \frac{15 \times 5}{24} = 3 \text{ días}$$

Como la fuerza actúa gradualmente desde cero hasta su valor máximo σ_{ad_c} se tomará el promedio $\frac{\sigma_{ad_c}}{2}$. La deformación plástica será:

$$\Delta L_p = \varepsilon_p \cdot L \cdot \frac{\sigma_{ad_c}}{2}$$

El espacio a proveer para la dilatación del pavimento para el Δt máximo, a fin de no sobrepasar la tensión admisible del hormigón, será la diferencia del alargamiento máximo a libre expansión, menos las deformaciones plásticas y elásticas:

$$w = \Delta L_{máx} - \Delta L_e - \Delta L_p$$

La junta se complementa además con elementos que vinculan las losas adyacentes, permitiendo la transmisión de parte del esfuerzo a la otra losa, cuando la carga actúa próxima a la junta. Se evita además que se produzcan resaltos importantes entre losas, que incrementan el efecto de las cargas dinámicas a causa del impacto. Los dispositivos de vinculación más usados, son los pasadores o sea barras de hierro redondo ancladas en una losa y posibilitadas de deslizarse en la siguiente, para lo cual se las lubrica con aceite antes de hormigonar, para evitar la adherencia.

También puede aplicarse asfalto disuelto de endurecimiento rápido (E.R.1; E.R.2). Un casquete para la expansión se coloca en el extremo de cada barra.

Excepcionalmente, bajo condiciones favorables de tránsito y de subrasante, se puede prescindir del uso de pasadores. Si se trata de un pavimento de sección balanceada, los bordes, corespondientes a la junta deberán ser espesados suficientemente, pues trabajarán como bordes libres. La transición deberá ser suave, pudiendo tomarse una longitud de empalme de 3 metros.

Eficiencia de una junta: se define como la relación:

$$e = \frac{\sigma_b - \sigma_j}{\sigma_b - \sigma_i}$$

siendo:

σ_b = Tensión máxima con la carga aplicada en un borde libre.

σ_j = Tensión máxima con la carga aplicada en un borde de la junta.

σ_i = Tensión máxima con la carga aplicada en el interior.

2) JUNTA DE CONTRACCION.

Cuando la losa se contrae uniformemente, ante una disminución de su temperatura o del contenido de humedad, aparecen debido al frotamiento con la subrasante esfuerzos de tracción. Colocando juntas transversales de contracción, separadas a distancias convenientes, se consigue reducir estos esfuerzos, a valores admisibles. Si existe armadura de refuerzo, su continuidad se interrumpe en la junta, para que ésta pueda abrirse.

Otra no menos importante finalidad de estas juntas es la de disminuir las tensiones de alabeo. En tal caso la junta actúa como una articulación imperfecta, reduciendo la luz de flexión de las losas. La junta constituye entonces una solución de continuidad, que interrumpe la transmisión de momentos flectores de dirección perpendicular a la misma.

La imperfección de la articulación se debe en parte a las exigencias propias del método de construcción que se adopte. Por otra parte, en estas juntas al igual que en las de expansión, es necesario asegurar la transmisión de las cargas. La utilización de pasadores o de la traba del agregado, con esa finalidad añade inevitablemente una cierta rigidez. Cabe destacar además que en cualquier clase de juntas, su perfeccionamiento como sistema exige la mayor de las veces una elevación del costo por metro lineal. En el caso particular de las juntas de contracción el criterio moderno basado en la restricción, al acortar los intervalos entre estas juntas, demanda su necesario abaratamiento, para que el pavimento siga siendo económico y posible de construir.

Como pasadores se utilizan barras de hierro redondo liso (no corrugado) que además se lubrican en la porción correspondiente a una de las losas por lo menos. De esta forma, se evita que la adherencia del hormigón impida el deslizamiento.

Se pueden señalar tres tipos básicos de junta de contracción. Ellos son:

a) de ranura simulada
b) de junta de chapa
c) de junta al tope.

a) El tipo más difundido es el de ranura simulada. La junta constituye una sección debilitada por una ranura en la parte superior del pavimento, de una profundidad comprendida entre 1/4 a 1/6 del espesor de losa. Al contraerse el hormigón, la ranura se completa hacia abajo por una grieta irregular. Si debido a la restricción, ambas caras de la junta permanecen apretadas, esas irregularidades transmiten eficazmente las cargas a la losa contigua, haciendo innecesario en algunos casos el uso de pasadores.

En realidad, la utilización de la traba del agregado (aggregate interlock) para transferir parte de las cargas próximas a la junta y mantener a la vez una mutua ligazón entre losas adyacentes, está asociada primordialmente con los pavimentos no armados. Los resultados obtenidos son satisfactorios sólo bajo ciertas condiciones favorables. Estas condiciones se dan cuando las cargas a transferir son bajas, el soporte de fundación bueno y la apertura de la junta aceptable. Esta última condición depende del régimen de restricción impuesto, pero también estará ligada al factor climatérico (temperaturas máximas y mínimas) y a la separación entre juntas de contracción. Bajo grandes volúmenes de tránsito pesado este sistema de transferencia de cargas resulta insuficiente.

Debe señalarse además, como otra de las ventajas de la restricción al movimiento de las losas, al mantener la traba del agregado, la de impedir que se produzcan desniveles entre losas adyacentes, de efecto muy perjudicial para la fatiga del material.

En cuanto a la construcción de la ranura son varios los métodos usados. Puede obtenerse simplemente por una forma o molde apropiado, metálico o de madera que se ubica en el sitio correspondiente, al colocar el hormigón. Apenas endurecido éste, el molde se retira, se repasan los bordes y la ranura se rellena luego, con mezcla asfáltica que impida filtraciones perniciosas para la estabilidad del pavimento. Se utiliza una mezcla en caliente de cemento asfáltico con un 10 a un 30 % de talco industrial. El cemento asfáltico será de una penetración comprendida entre 40 y 60: Asfalsol G o F. (Recordando que la penetración es el número de décimos de milímetros que una aguja standard, de peso 100 gramos, se introduce en la sustancia bituminosa a 25°C, al cabo de 5 segundos). El agregado de talco o yeso es mejor que la arena fina.

Para lograr una buena adherencia del material de relleno con el hormigón, se pintan previamente las caras internas de la ranura, con asfalto disuelto.

Una variante ingeniosa se ha empleado principalmente en Alemania. Consiste en una serie de conductos metálicos de sección análoga a la ranura a formar en el pavimento, aunque de tamaño ligeramente menor.

Estos conductos son previamente bañados por fuera con asfalto caliente. Colocados en el sitio correspondiente a la junta, se procede a hormigonar. Una vez endurecido el pavimento se hace circular vapor de agua por los con-

ductos, calentando así sus paredes y licuando el asfalto adherido. Los conductos pueden entonces ser retirados con facilidad, para volver a usarlos y la junta se rellena directamente.

El espesor de la junta es variable. En Estados Unidos se deja generalmente 3/4 de pulgada (unos 2 cm). En nuestro país es costumbre dejar algo menos (1 cm).

La junta puede también formarse insertando en el hormigón fresco una tira continua de material de relleno premoldeado, del espesor y profundidad de la ranura. Estas juntas premoldeadas han resultado en general inadecuadas. La expulsión de parte del material de relleno produce resaltos importantes.

El procedimiento más moderno empleado en la construcción de juntas de contracción y articulación, es el aserrado del pavimento. Su uso se ha ido extendiendo en los últimos años, tanto en los Estados Unidos como en varios países de Europa.

Cuando el hormigón ha endurecido suficientemente se efectúa el corte, utilizando sierras a motor, con cuchillas de acero de borde cortante de diamantes comerciales o de carburo de silicio. Este corte realizado para formar la ranura, no puede hacerse cuando el hormigón está demasiado fresco, pues los bordes resultan irregulares y con desprendimiento de mortero. El aserrado prematuro tiene además el inconveniente de ocasionar un desgaste excesivo de las piezas, por la fuerte abrasión de los granos de arena sueltos. Si a la inversa, la operación se ejecuta tardíamente, el material muy endurecido ocasionará un consumo innecesariamente elevado de las cuchillas, que son el elemento caro de este sistema. El momento oportuno para el aserrado debe pues elegirse cuidadosamente y depende de las condiciones climáticas, del tipo del agregado, de la mezcla y del método de curado que se siga.

Inmediatamente la junta se lava, procediendo luego al sellado. Se obtienen juntas de un ancho reducido (3 a 6 mm.) de perfecta alineación y bordes regulares. Pero la principal ventaja de este procedimiento radica en que se evitan los desniveles que se producen comúnmente, en las juntas construídas cuando el hormigón está aún fresco y se deforma fácilmente. Tales desniveles no sólo afectan grandemente la comodidad del automovilista, sino que acortan la vida útil del pavimento debido al fenómeno de fatiga del material. Por otra parte, la cantidad de material de sellado necesario se reduce considerablemente. Todas éstas son ventajas que deberán equilibrar, al menos, el mayor costo resultante para que el sistema resulte económicamente posible de emplear. En nuestro medio su costo resulta aún elevado, por lo que no se ha difundido todavía. Requiere además equipo especial.

b) En la junta de chapa, la continuidad del pavimento se interrumpe interponiendo una delgada chapa metálica. Cuando el hormigón comienza a endurecer, la chapa es retirada; para facilitar esta operación, la chapa es previamente aceitada. En la superficie de la losa se dispone una pequeña ranura que sirve de receptáculo al material de sellado. Careciendo de la traba del agregado, esta junta va provista de pasadores. En correspondencia de ellos, la chapa presenta unos cortes hacia abajo, para que pueda ser retirada.

c) La junta al tope aparece cuando se coloca hormigón fresco, al lado de hormigón ya endurecido, cuya superficie puede pintarse o aceitarse. Esta junta de construcción se usa necesariamente cuando sobreviene una interrupción prolongada de la operación de hormigonado, como ser al finalizar la labor diaria, por desperfectos serios en el equipo o demoras importantes en la llegada de materiales.

En la elección del tipo de junta a adoptar, debe buscarse que ésta resulte no solo técnicamente eficaz sino económicamente conveniente. Como ya se ha dicho, el criterio moderno basado en la restricción del movimiento de las losas, exige acercar las juntas de contracción a fin de evitar el agrietamiento. En pavimentos sin armar, se adoptan separaciones de alrededor de 3 metros, de manera que el costo por metro lineal de junta adquiere hoy una importancia fundamental.

En las figuras 9, 10 y 11 se consignan los detalles de juntas de dilatación y de contracción, según recomendaciones del American Concrete Institute ("Journal" — julio 1956). Del mismo origen es la tabla siguiente, previa conversión a nuestro sistema de medidas:

DIMENSIONES MINIMAS ACONSEJABLES PARA PASADORES DE JUNTAS DE EXPANSION Y DE CONTRACCION

ESPESOR DE PAVIMENTO	PASADORES		
	DIAMETRO	LONGITUD	SEPARACION
cm	mm.	cm	cm
15	19	46	30
18	25	46	30
20,5	25	46	30
23	32	46	30
25,5	32	46	30

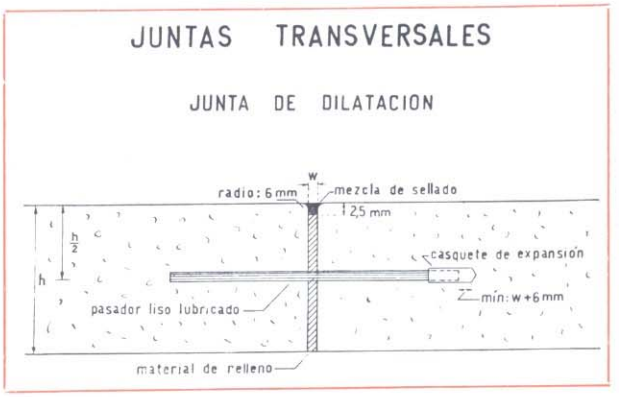


Figura Nº 9

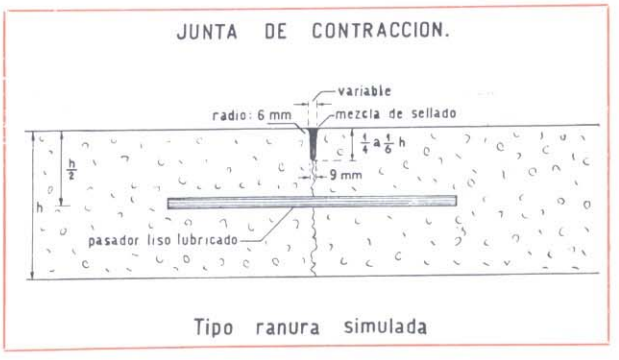


Figura Nº 10

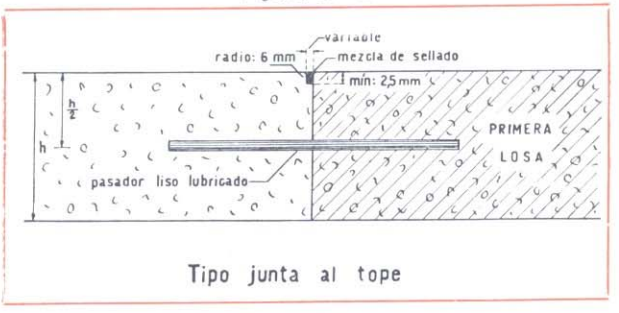


Figura Nº 11

3) *JUNTA DE ARTICULACION.*

Cuando la calzada se construye de un ancho mayor a una trocha, surge la neecsidad de dotarla de una junta longitudinal de articulación que reemplaza a la grieta más o menos irregular que de lo contrario aparece inevitablemente. Si el pavimento es de varias trochas, o es una playa de estacionamiento, etc., se dispone una junta de articulación cada 3 ó 3,50 metros. Estando la subrasante en los bordes del pavimento sujeta a las alternativas de humedad y secamiento, se altera en esas zonas la capacidad de soporte. Por tal causa, es necesario disponer en estos pavimentos de una solución de continuidad que actúe a modo de bisagra, anulando la transmisión del momento flector. Lo común es disponer una junta machihembrada que permita una cierta rotación angular, sin que se produzca separación apreciable de las losas lindantes. Su función primaria es aliviar las tensiones que produce el alabeo. A la inversa de las juntas transversales, en éstas se impide todo desplazamiento entre losas contiguas colocando barras de unión, que además sirven para transmitir el esfuerzo de corte.

Esta junta puede ser una junta común al tope, que resulta de construir el pavimento a trocha por vez o bien puede materializarse por una delgada chapa metálica deformada con una acanaladura horizontal. Esta chapa se coloca antes de hormigonar, según la línea de la junta, fijada por estacas clavadas. Su borde superior se encuentra unos centímetros debajo del nivel corespondiente al pavimento terminado. Entre nosotros se ha probado con cierto éxito de sustituir la chapa metálica por una de fibrocemento.

En el caso de la construcción a trocha por vez, la forma de machimbre se obtiene por un molde lateral, que luego se retira. El costado de la primera losa se pinta o aceita y al construir la trocha adyacente queda formada la junta.

El ensamble provee una elevada eficiencia para la transmisión de las cargas. Su utilización en juntas transversales, aunque deseable, es económicamente imposible.

Otro tipo más económico es el de ranura simulada o a plano de debilitamiento. Según se explicó al tratar la construcción de juntas de contracción, la ranura puede obtenerse por moldes, material de relleno premoldeado o aserrando el hormigón cuando ha endurecido. La única diferencia en este caso es la colocación a través de la junta en lugar de pasadores, de barras de unión empotradas en ambas losas, a la mitad del espesor.

Estas barras de hierro son generalmente de sección cuadrada y su longitud será la necesaria como para desarrollar una adherencia equivalente al esfuerzo axial que la barra puede soportar. Si se emplean barras de sección rectangular equivalente, se aumenta el perímetro, con lo cual la longitud necesaria de la barra disminuye, si bien el costo de laminación es mayor. Además, colocándola con el lado mayor horizontal esta barra o fleje ofrece una menor rigidez a la rotación de las losas. Sin embargo, siendo las deformaciones muy pequeñas, este factor es de escasa importancia y el uso ha preferido las de sección cuadrada.

Por último están las barras de acero retorcido (deformed tie bars) de uso muy común en los Estados Unidos por su mayor adherencia superficial. La elección de uno u otro tipo de barra surge de un mero balance económico, sujeto a las condiciones de cada país.

Cálculo de las barras de unión

Como se sabe, debido a la fricción con la subrasante al contraerse la losa se produce en la junta longitudinal ubicada en la sección media, un esfuerzo de tracción que tiende a separar a las losas. Para impedirlo, la sección de hierro por metro lineal que debe absorber ese esfuerzo es

$$F_e = \frac{h\ B\ \delta\ f}{2\ \sigma_e} \qquad (cm^2/m)$$

siendo:

δ = peso específico del hormigón.
B = ancho de la calzada.
σ^e = tensión admisible del hierro a la tracción.

El valor del coeficiente de fricción f varía desde un valor cero en la sección de la junta, que no se desplaza, hasta un valor máximo f_m a cierta distancia de la junta. El crecimiento de f es parabólico hasta alcanzar f_m para luego permanecer constante hasta el borde. El valor f empleado en la fórmula es el valor promedio que supuesto uniforme en toda la losa produce idéntico esfuerzo de tracción. Según las experiencias de Arlington, la P. R. A. aconseja como valor de f para subrasantes del tipo A_2, A_4, el siguiente:

$$f = f_m\left(1 - \frac{2x}{3L}\right) \qquad \text{cuando} \quad x < \frac{L}{2}$$

$$f = \frac{2}{3} f_m \left(\sqrt{\frac{L}{2x}}\right) \qquad \text{cuando} \quad x > \frac{L}{2}$$

siendo:

L = ancho de losa
x = distancia en metros desde la junta hasta el punto en que se alcanza f_m

$$x = \frac{169}{\Delta t}$$

Δ t = variación máxima de temperatura.

El valor de f_m es inversamente proporcional al espesor de losa. Los ensayos de Arlington dieron:

para h = 15 cm — f_m = 2,4
para h = 20 cm — f_m = 2,1

Obtenida F_e, se fija un espaciamiento adecuado y se deduce la sección de las barras. La longitud de empotramiento se halla en función de la tensión admisible de adherencia hierro-hormigón. Según el Joint Comittee on Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete, dicha tensión puede tomarse igual al 4 % de la resistencia del hormigón a la compresión, sin exceder de 11,2 Kg/cm².

La longitud de empotramiento resulta entonces:

$$l = \frac{\sigma_e\ \phi}{4\ \sigma_{ad_h}}$$

siendo:

ϕ = diámetro de la barra

σ_{ad_h} = tensión admisible de adherencia

En las figuras 12 a 15 se reproducen los distintos tipos de juntas de articulación con los detalles que recomienda el A. C. I. ("Journal" - febrero 1957). La elección de uno u otro tipo dependerá de las condiciones técnicas y económicas de la obra, como también de las especificaciones que establezcan las reglamentaciones vigentes en la región.

La misma publicación presenta la tabla siguiente para acero retorcido de una tensión de trabajo de 1.540 kg/cm².

ESPACIAMIENTO MAXIMO ACOSEJABLE PARA BARRAS DE UNION DE ACERO RETORCIDO

De 12 y 16 mm.

Espesor de Pavimento	12 mm.				16 mm.			
	Long. Total	Espaciamiento			Long. Total	Espaciamiento		
		Trocha de 3.05m	Trocha de 3.35m	Trocha de 3.65m		Trocha de 3.05m	Trocha de 3.35m	Trocha de 3.65m
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
15		120	105	95		120	120	120
18		100	90	85		120	120	120
20,5	50	85	80	70	60	120	120	110
23		75	70	60		120	110	100
25,5		70	65	65		110	100	90

El espaciamiento no debe exceder de 120 cm. Sobre la longitud total de la barra, hay una tolerancia de 5 cm. para centrado.

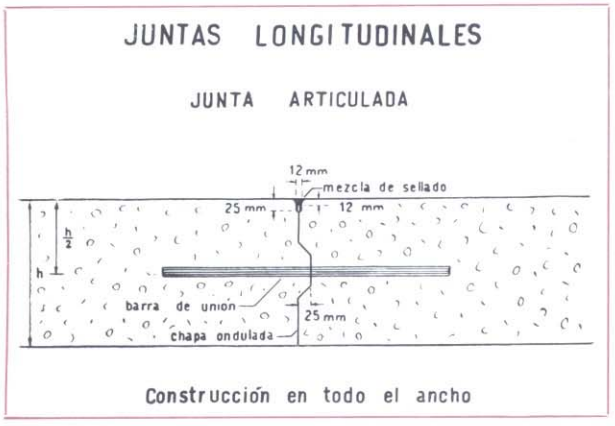


Figura Nº 12

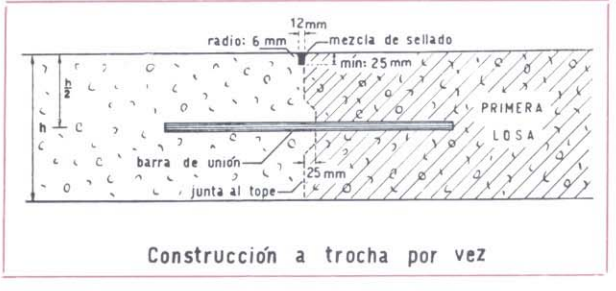


Figura Nº 13

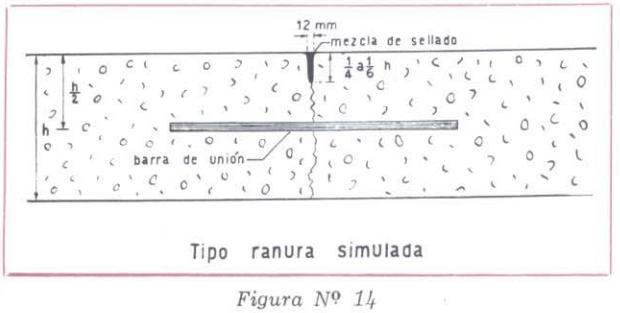


Figura Nº 14

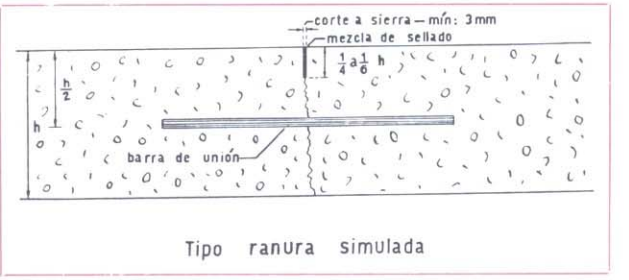


Figura Nº 15

PAVIMENTO DE HORMIGON CON O SIN ARMADURA DISTRIBUIDA

Función de la Armadura Distribuída y Forma de Eliminarla

El empleo de armaduras de hierro como refuerzo en pavimentos de hormigón tiene por objeto mantener la unidad de cada losa, aún después del fisuramiento del hormigón. Se excluye de considerar como refuerzo a las piezas de hierro que cumplen funciones accesorias, como ser pasadores, barras de unión, barras marginales, etc.

Como se sabe, las fisuras transversales en un pavimento de hormigón simple, no sujetas a control, equivalen a su fragmentación en un plazo que depende del tránsito y que deja al pavimento subdividido en pequeñas losas. El peligro de las grandes rajaduras es el de porovcar concentración de tensiones, posibles hundimientos y la filtración de agua en detrimento de la capacidad de soporte de la subrasante.

A diferencia de las demás estructuras de hormigón, donde el hierro es objeto de un cálculo preciso, su inclusión en pavimentos se ha ido orientando más bien de acuerdo a los resultados de la experiencia. Es que hay una diferencia que es substancial: para que la armadura desempeñe funciones estructurales, aumentando la resistencia de las losas, principalmente a la flexión, debiera ser colocada en dos capas, una superior y otra inferior, resultando kilajes por metro cuadrado económicamente desventajosos. A los costos presentes, la capacidad portante se eleva más convenientemente, aumentando el espesor de losa.

La utilización de los pavimentos armados se había ido generalizando, hasta que la segunda guerra mundial impuso una severa restricción al empleo del hierro. La tendencia hacia el hormigón simple siguió manifestándose luego, ante las necesidades de la reconstrucción y el éxito obtenido con la supresión de las juntas de dilatación.

Un informe del Comité 325 del A. C. I. establece como finalidades de la armadura, las siguientes:

1) Asegurar el contacto íntimo entre losas adyacentes para obtener una cierta transferencia de carga a través de las fisuras, atenuando así las tensiones de flexión y el hundimiento.

2) Procurar que la infiltración de agua en la subrasante sea mínima.

La armadura no evita el agrietamiento, pero contribuye en eficaz medida a mantener cerradas las grietas y evitar su propagación, cobrando importancia la propiedad del hierro de desarrollar tensiones de adherencia. A igual sección de hierro, la armadura de varillas de pequeño diámetro, situadas muy próximas resulta la más efectiva, pues aumenta la superficie de adherencia y distribuye mejor los esfuerzos. El diámetro máximo que se emplea es el de 12.7 mm. (1/2").

La armadura puede estar formada también por una malla o metal desplegado. El proceso de construcción que se emplea entonces es en dos tiempos. Se extiende primero el hormigón hasta la altura en que irá colocada la armadura. Se coloca ésta en su sitio y se extiende de inmedia-

to la segunda capa de hormigón, procediendo al terminado común del pavimento.

Otro factor origen de grietas son las tensiones de tracción que aparecen en las losas, a raíz de la fricción con la subrasante cuando el hormigón se contrae. Si las juntas de contracción se acercan convenientemente, estas tensiones son bajas. En caso contrario es necesario absorberlas mediante la armadura. La sección de hierro necesaria por metro de anch oserá:

$$F_e = \frac{f \; L \; \delta \; h}{2 \; \sigma_e} \qquad (cm^2/m)$$

El A. C. I. recomienda ubicar la armadura a una profundidad no menor de 5 cm. ni mayor de 1/3 de h. a contar desde la superficie del pavimento, para mantener cerradas las fisuras durante la noche. La práctica americana distribuye las armaduras en la relación 2 a 1 entre longitudinal y transversal. Lógicamente esta relación depende de la distribución de las juntas como del ancho de la calzada. Sparks da como cuantías usuales las de la tabla siguiente:

CUANTIAS EN KG. POR M²

Subrasante	TRANSITO				
	Muy pesado	Pesado	Moderado	Liviano	Zona Residencial
Buena	5,4	3,8	2,7	2,7	2,2
Regular	7,6	5,4	3,8	2,7	2,7
Pobre	11,3	7,6	5,4	3,8	3,8

En cuanto a la adherencia del acero, cuanto mayor sea ésta corresponderá un número mayor de fisuras, pero inversamente un ancho mucho menor para éstas. Cuanto más fino sea el fisuramiento, mejor trabaja la losa y menos posibilidades hay de que se produzcan filtraciones, con los riesgos consiguientes. De ahí el interés en utilizar aceros retorcidos en frío con nervadura en hélice, cuando las ventajas obtenidas lo justifican.

Para suprimir la armadura debe cuidarse la subrasante y construir las juntas de alabeo a cortas distancias, a fin de eliminar las grietas intermedias por diferenciales de temperatura. Complementariamente, el distanciamiento o supresión directa de las juntas de dilatación, crea en el hormigón condiciones tales que hacen innecesaria, como hemos visto, la colocación de armadura integral. La interposición de bases granulares brinda además a la losa un soporte de apreciable estabilidad.

En cambio, a medida que las condiciones de soporte y homogeneidad del suelo sean inferiores a las consideradas ideales y se aumente la distancia entre juntas, más allá de lo que el cálculo y la experiencia señalan como conveniente, la armadura debe entrar a formar parte de la estructura,en proporción cada vez mayor, cuanto más nos alejemos de aquellas condiciones ideales.

Pavimentos con Hormigón Pretensado

La técnica del hormigón armado precomprimido comprende fundamentalmente dos sistemas: el que emplea exclusivamente la adherencia para la transmisión de los esfuerzos del acero al hormigón y el que utiliza anclajes en los extremos de la armadura, pudiendo o no usar como auxiliar la adherencia. El primero consiste en someter a las armaduras a tensión antes de la operación de hormigonado. Efectuado éste y cumplida la etapa de endurecimiento del hormigón, se deja en libertad a la armadura que comprimirá al hormigón, hasta volver a la longitud que le corresponda según las cargas. En el segundo, el tensado se realiza después de endurecido el hormigón, pero antes de aplicar las cargas.

La precompresión compensa en alto grado las tensiones de tracción, pudiendo ser éstas en consecuencia mucho mayores que las que el hormigón naturalmente podría admitir. El procedimiento, que teóricamente tiene ventajas indudables, requiere al ser llevado a la práctica de ciertas exigencias constructivas.

En primer término es necesario utilizar aceros especiales de alto límite elástico y que mantengan esa condición aún durante el envejecimiento por fatiga.

Al efecto se emplean aceros de elevada resistencia (10.000 a 14.000 Kg/cm²) que son verdaderas "cuerdas de piano". Existen innumerables patentes mundiales de dispositivos para dar tensión en obra, cuyo costo es aún elevado, pero no cabe duda que el sistema está en pleno período de perfeccionamiento.

Las posibilidades de aplicación del pretensado en pavimentos son extraordinarias, al conseguir hacer trabajar a la armadura a la tracción, cumpliendo una verdadera finalidad estructural, cual es la de aumentar la resistencia a la flexión, para idéntico espesor. No menos importante es la perspectiva de eliminar el fisuramiento y toda posibilidad de grietas, al no poder existir tensiones de tracción de valor significativo. Se suprime además la junta longitudinal y se distancian notablemente las transversales, todo lo cual significa una valiosa economía por menor costo de mantenimiento y prolongación de la vida útil.

Del punto de vista técnico, el problema más importante para resolver, es el anclaje de la armadura longitudinal, pues la transversal puede tensarse mediante vigas laterales en los bordes, convenientemente armadas.

El pretensado ha sido empleado con pleno éxito en la construcción de aeródromos, donde se ha registrado un gran aumento en las cargas durante los últimos años. Su empleo ha permitido reducciones considerables en los espesores de las losas.

Pavimentos con Armadura Continua

Mediante la armadura continua es posible suprimir en los pavimentos las juntas de todo tipo, obteniendo una superficie de rodamiento regular y uniforme, que brinda el máximo confort a que puede aspirar el automovilista. La armadura no elimina las grietas sino que las distribuye en pequeñas fisuras estancas, casi imperceptibles y situadas muy cerca unas de otras. Al mantenerse apretados los bordes de las fisuras, queda asegurada la transmisión de los esfuerzos, por la traba del agregado y la imposibilidad de producirse resaltos molestos. Se descarta además el peligro de "bombeo" ante la ausencia de juntas o grietas abiertas que permiten filtraciones de agua y su posterior expulsión en forma de barro.

Toda la faja del pavimento constituye una prolongada losa en la cual, a excepción de los extremos, queda restringido el movimiento. Entre nosotros su costo es hasta ahora prohibitivo, pues para asegurar buenos resultados se llega a kilajes de 14 a 16 Kg. por metro cuadrado. No obstante, debe considerarse que la sensible reducción de los gastos de construcción y mantenimiento de juntas; la ausencia de grietas importantes que acortan la vida útil; la posibilidad de utilizar subrasantes propensas a "bombear", sin la necesidad de interponer bases granulares, además de la reducción del espesor necesario al no existir secciones debilitadas y el menor efecto dinámico de las cargas, etc., son ventajas ciertas que aseguran para el porvenir del pavimento de armadura continua perspectivas favorables.

Correo Argentino
Central (B.)
FRANQUEO PAGADO
Concesión Nº 5942
TARIFA REDUCIDA
Concesión Nº 5436

EST. GRAFICOS ESMERALDA