

CARRETERAS

ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

UN NUEVO CICLO DE LA INFRAESTRUCTURA



"Por más y mejores caminos"

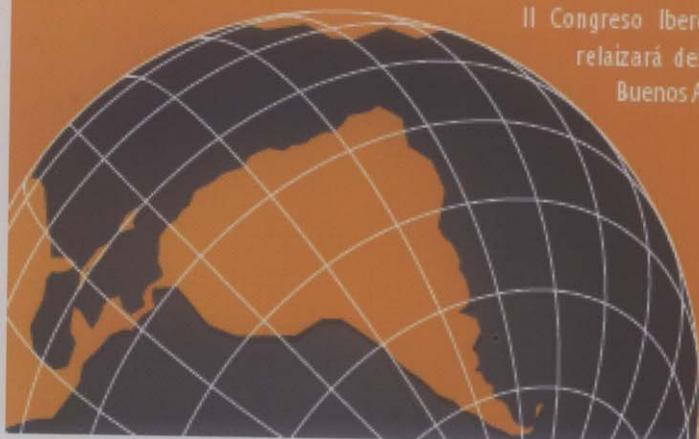


II Congreso Ibero-Americano de Seguridad Vial

IBEROAMERICA POR LA SEGURIDAD VIAL

Del 20 al 22 de Octubre de 2010
Hotel Hilton – Buenos Aires, Argentina

El Instituto Vial Ibero-Americano (IVIA), la Agencia Nacional de Seguridad (ANSV) y la Asociación Argentina de Carreteras (AAC), lo invita a participar al II Congreso Ibero-Americano de Seguridad Vial, que se realizará del 20 al 22 de Octubre en el Hotel Hilton, Buenos Aires, República Argentina.



www.cisev.org.ar



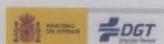
ORGANIZAN



Asociación Argentina de Carreteras



COORDINAN



Banco Mundial



Vialidad Nacional



COOPERAN



Es fácil

Si vas a manejar,
no tomes alcohol

**El 80% del riesgo al conducir
es tu responsabilidad.**

Es un consejo de la DIRECCION NACIONAL DE VIALIDAD

EDITORIAL

Por el Lic. Miguel A. Salvia



Lic. Miguel A. Salvia

UN NUEVO CICLO DE LA INFRAESTRUCTURA

Durante muchos años, a través de las páginas de la Revista *Carreteras* hemos alentado el desarrollo concreto de la infraestructura del país, y en especial de la infraestructura del transporte, teniendo en cuenta no solo la característica reproductiva de la inversión pública, sino también la necesidad de contribuir a la ineludible mejora de la competitividad, en un mundo cada vez más interdependiente.

Un reciente informe del Banco Mundial que comparaba las características del sudeste asiático con las de Latinoamérica, concluye que una gran parte en la mejora de la competitividad de los primeros sobre nuestros países reside en la mejora de la educación y en el desarrollo de infraestructura de comunicación y transporte que esos países han tenido, señalando que a pesar de los esfuerzos de los últimos años, la brecha en infraestructura es aún amplia entre ambas regiones.

Coincidente con ello, el trabajo presentado en la Convención de la Cámara Argentina de la Construcción por dicha entidad, comparando los desarrollos de los diferentes países emergentes, acuerda también desde una visión local con esos diagnósticos.

Por ello, la necesidad de desarrollar infraestructura del transporte en apoyo a una mayor competitividad reviste el carácter de estratégica en la planificación que el país debe tener. En otros números de nuestra revista, hemos planteado la necesidad de que la política de inversión en infraestructura sea una política de Estado apoyada por el conjunto de la sociedad.

En esta edición destacamos que el año 2009, sobre el que a principios teníamos inquietud por las consecuencias de la crisis global, ha finalizado con muy altos niveles de inversión pública en general y de inversión en carreteras en particular.

Las cifras de la inversión consolidada en la red argentina alcanzó, según datos provisorios, la suma de \$ 8.400 millones, superando los guarismos del año 2008 y continuando una creciente inversión sobre los caminos.

En ese aspecto, el presupuesto del año 2010 estima una inversión de \$ 8.700 millones y esperamos que, como ha ocurrido en los últimos años, sea ajustado en la medida que así lo hacen los niveles de recaudación general.

Nos parece muy importante destacar dos acontecimientos de inversión que tuvieron lugar en este primer trimestre del año 2010 y que marcan una tendencia saludable de consolidación de la inversión en caminos.

Por una parte, debemos destacar el éxito del llamado a licitación de los Corredores Viales Nacionales, cuyos contratos vencieron a fines de 2009, lo que implica el mantenimiento de un sistema de percepción de recursos para el sector que ha demostrado ser eficiente, mas allá de los bajos niveles tarifarios, comparado con los altos costos que el mantenimiento y la ejecución de obras viales ha tenido en el mundo, y por ende en nuestro país, o con el costo relativo por kilómetro confrontado con otros países.

En este caso, no solo la continuidad por 6 años del sistema, sino también la consolidación de esta tercera generación de concesiones de las rutas con mayor tránsito del país, aprendiendo virtudes y defectos de las dos generaciones anteriores de contratos, constituye en sí mismo un hecho auspicioso.

En esta nueva etapa se han incorporado innovadores sistemas vinculados con la seguridad vial, la viabilidad ambiental del mantenimiento y las obras nuevas, y un conjunto de nuevos elementos de control por parte del Estado, que permitirán revisar anualmente el estado de las concesiones y tomar medidas correctivas en caso de situaciones no

Autopista Ribereña que, más allá de afectar algunos intereses inmobiliarios, debe resolver ese conflicto utilizando la inteligencia y aceptando algunas implicancias tanto estéticas como funcionales de los vecinos de la zona, pero pensando en la enorme ventaja a la circulación que traerá al conjunto del Área Metropolitana.

En fin, la importancia del sistema caminero y su vinculación con los otros modos de transporte resulta clara y, por ende, la continuidad y profundización de las inversiones en caminos de todo tipo permitirá alcanzar una red homogénea acorde con las necesidades del país en los sectores urbanos, suburbanos y rurales.

Pero así como hablamos de la infraestructura, en este número incursionamos en diversos aspectos vinculados a la seguridad vial, en particular a la presencia de nuestra Asociación como organizadora junto con el Instituto Vial Iberoamericano y la agencia Nacional de Seguridad Vial, del II CISEV-Congreso Iberoamericano de Seguridad Vial, que tendrá lugar en Buenos Aires entre el 20 y el 22 de octubre próximo.

Ambos temas, el de la infraestructura y el de la operación de las calles y caminos, tienen íntima relación, porque hacemos caminos y calles para un correcto uso y no para generar accidentes, y tanto la infraestructura como las acciones de control tienen que mantener una estrecha complementación.

En los dos últimos años ha habido un cambio importante en la sociedad en cuanto a la seguridad vial, producto de la gravedad de la situación, y de pasos concretos de las autoridades gubernamentales que, en un caso, han creado la Agencia Nacional de Seguridad Vial y, en otros, han reforzado las agencias provinciales, mejorando el accionar del Consejo Federal de Seguridad Vial, de forma tal de tener una política descentralizada pero coherente en todo el país.

El problema de la seguridad vial ha sido nuevamente asumido por las Naciones Unidas en la reunión de ministros convocada especialmente por este tema en Moscú el 19 de noviembre pasado y que en su documento final "Es tiempo de actuar" insta a los países y a las regiones a desarrollar compromisos de políticas concretas para la próxima década.

Frente a ello convocamos a un Congreso Iberoamericano sobre temas de la Seguridad Vial que genere un marco de discusión e intercambio de experiencias, pero también aspiramos a generar un foro de debate y compromiso de los países iberoamericanos de forma tal de abordar el problema con las características propias de la región.

Obviamente, en el caso de nuestro país aspiramos también a un compromiso efectivo, y metas realistas en las acciones tendientes a una mejor seguridad vial en todo el territorio nacional por parte de los responsables provinciales y nacionales en la materia.

Por eso, el II CISEV adquiere una importancia fundamental para tratar de avanzar a paso firme y sostenido en políticas y acciones concretas y efectivas en esta materia.

Ambos aspectos, la infraestructura y las medidas en pos de la seguridad vial, están íntimamente unidos y sobre ellos pondremos todo el esfuerzo de la Asociación Argentina de Carreteras para incorporar estos trascendentes temas en las agendas de los máximos responsables políticos de la Nación, acompañando iniciativas y acercando propuestas creativas.

Finalmente, deseamos invitar a las instituciones, empresas y profesionales del sector vial y del transporte carretero, a acercarse a la Asociación y a sus actividades, para juntos desarrollar ideas y proyectos que contribuyan al bienestar de todo el país.



contempladas en las propuestas originales.

Además, esta licitación ha incorporado obras por valores superiores a los \$ 10.000 millones de pesos a desarrollar durante el período de la concesión, pero con fuerte incidencia en los primeros años.

Este monto que prácticamente se divide en partes iguales en obras de reacondicionamiento y obras nuevas, permitirá poner en condiciones los corredores y adaptarlos a las necesidades del tránsito generadas en estos años. Como seguramente habrá necesidad de incorporar otras obras además de las definidas por contrato, el Estado podrá agregar obras nuevas, ya sea por otras licitaciones o por ajustes a eventuales aumentos de ingresos de las concesiones.

En este caso, debemos resaltar que durante estos años se han hechos ingentes esfuerzos por mejorar la calidad de la red no concesionada, de forma tal de achicar la brecha existente entre ambas redes. La necesidad de continuar con las mejoras en toda la red hace que veamos con optimismo esta nueva definición de mantenimiento e inversiones en los tramos de rutas más transitadas del país, como así también el mantenimiento de altos niveles de inversión sobre el resto de las redes.

También en ese sentido esperamos que las provincias, en algunos casos con problemas de desequilibrios fiscales, mantengan niveles crecientes de inversión en caminos, rechazando las políticas de ajuste a la inversión que tanto daño han causado al país.

Junto a este proceso, también debemos destacar la ley sancionada en la provincia de Buenos Aires, que autoriza al gobierno provincial a licitar las rutas vinculadas a la Costa Atlántica, incluyendo un total de 1.500 km, fundamentalmente con las rutas 2, 63, 11 y 88, entre otras. Independientemente de los aspectos operativos relacionados con el rescate anticipado de las dos concesiones vigentes, se pretende incorporar a partir de valores tarifarios razonables un conjunto importante de nuevas obras necesarias para esa zona. El hecho de avanzar con un criterio integral, independiente de la presencia de algunas concesionarias, permite mediante la presencia activa del Estado generar una transferencia racional de ingresos entre las diferentes rutas, de forma tal de generar un sistema homogéneo y ordenado. Así como estas rutas tienen tránsitos diferenciados y estacionales, un correcto gerenciamiento de los ingresos permitirá alcanzar ese sistema homogéneo, que requerirá una tarea de planeamiento y puntos de control para determinar las nuevas obras necesarias en la región.

El otro hecho importante producido en este trimestre está relacionado con la firma de los contratos para la ejecución de la Autopista Presidente Perón, completando una tercera Circunvalación al conurbano bonaerense, uniendo finalmente San Isidro con los partidos de La Plata y Ensenada, pasando por una importante y populosa zona del Área Metropolitana de Buenos Aires.

Esta circunvalación, intermedia entre la avenida General Paz y los caminos que se vinculan con ella en el Sur del Gran Buenos Aires, y la Ruta Provincial Nº 6 entre Zárate y La Plata, demuestra una acción concreta para solucionar un grave problema de circulación y vinculación entre las diferentes regiones del Gran Buenos Aires, con las rutas que convergen a la ciudad de Buenos Aires.

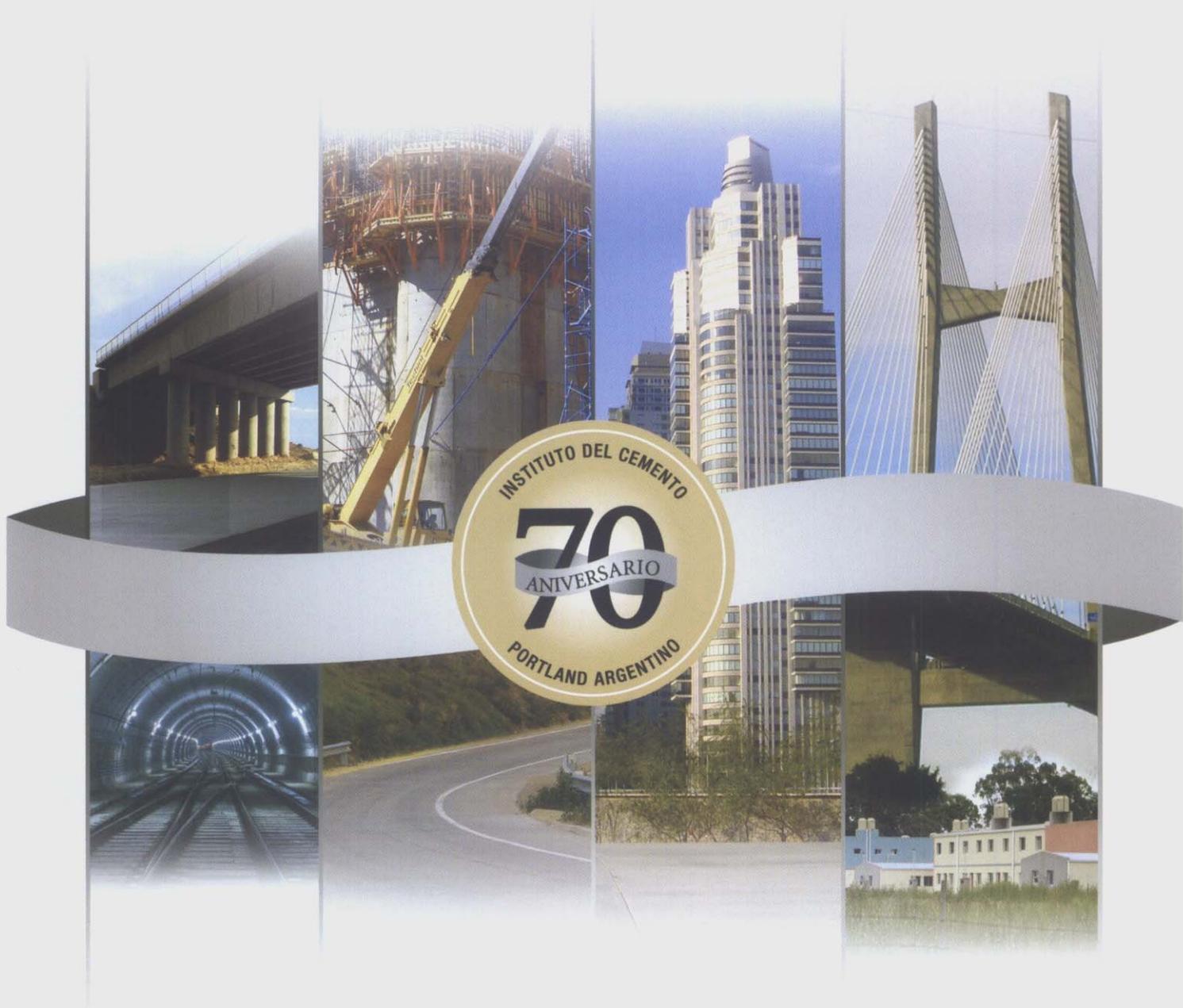
Una inversión de casi \$1.800 millones y el desarrollo de un proyecto de vinculación regional constituyen un caso emblemático de ejecución de una obra compleja e importante, con gran implicancia social, económica y territorial.

En esta trama de vinculación del gran conglomerado, restaría ejecutar otros proyectos que se tornan muy importantes, tales como la duplicación parcial o total de la Ruta Provincial 6 y un sistema de mantenimiento permanente sobre dicha ruta, y la definición y ejecución de la Autopista Ribereña de la Capital Federal.

En el primer caso, el incremento en el tránsito desde la conclusión de la obra de las dos trochas, ejecutada entre 2004 y 2007, ha superado las estimaciones iniciales, demostrando la importancia de esa vía de vinculación, a la que debe sumarse el esfuerzo de inversión del Puerto de La Plata que redundará sin duda en mayor tránsito sobre la ruta.

En el caso de la ciudad de Buenos Aires, la congestión en la circulación Norte-Sur debería resolverse con la construcción de la





DESDE 1940 IMPULSANDO EL DESARROLLO TECNOLÓGICO Y EL CRECIMIENTO DEL PAÍS

INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO

San Martín 1137 - 1º Piso - (C1004AAW) Ciudad Autónoma de Buenos Aires - República Argentina

Tel: (54 11) 4576 - 7695 / 7690 Fax: (54 11) 4576 - 7699 www.icpa.org.ar



JUNTA EJECUTIVA

Presidente: Lic. Miguel A. Salvia
 Vicepresidente 1º: Ing. Jorge W. Ordóñez
 Vicepresidente 2º: Sr. Hugo Badariotti
 Vicepresidente 3º: Lic. Ricardo Repetti
 Secretario: Ing. Nicolás Berretta
 Prosecretario: Ing. Guillermo Cabana
 Tesorero: Sr. M. Enrique Romero
 Protesorero: Sr. Néstor Fittipaldi
 Director de Actividades Técnicas:
 Ing. Felipe Nougués
 Director de Relaciones Internacionales:
 Ing. Mario Leiderman
 Director de Difusión: Sr. Sergio Guerreiro
 Director de Capacitación: Sr. Julio Paolini

Director Ejecutivo: Arq. Fernando Verdaguer
 Director de Relaciones Institucionales y
 Comunicaciones: Ing. Juan Morrone

STAFF



CARRETERAS
 Año LV-Número 197
 Abril de 2010

Director Editor
 Responsable:
 Lic. Miguel A. Salvia
 Director Técnico:
 Ing. Carlos Alberto Ardanaz
 Directora Periodística:
 Lic. Vanina A. Barbeito

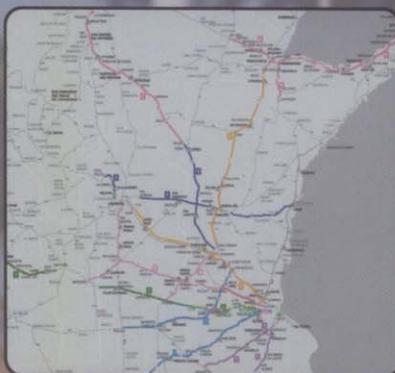
Diseño Gráfico:
 José Romera
 Fotografía:
 Fabián Córdoba

secretaria@aacarreteras.org.ar
 www.aacarreteras.org.ar

CARRETERAS, revista técnica
 impresa en la República Argenti-
 na, editada por la Asociación Ar-
 gentina de Carreteras (sin valor
 comercial).
 Propietario: Asociación Argentina
 de Carreteras
 CUIT: 30-53368805-1
 Registro de la propiedad intelectual
 (Dirección Nacional del
 Derecho de Autor): 519.969
 Ejemplar Ley 11.723

Realizada por
 B & R Producciones
 byrproducciones@fibertel.com.ar

Adherida a la Asociación de la
 Prensa Técnica Argentina.
 Dirección, Redacción y Administra-
 ción: Paseo Colón 823, 7º piso
 (1063), Buenos Aires, Argentina. Tel-
 /Fax: 4362-0898/1957



Corredores Viales: Página 12



Autopista Parque Presidente Perón:
Página 20



Obras en Avenida Lugones: Página 22

INDICE



Editorial	4	Construcción del último tramo de la AU Illia	36
Corredores Viales: Inversión y Obras	12	Wikivia	38
Autopista Parque Presidente Perón	20	Breves	39
Obras en la avenida Lugones	22	Eventos	42
II Congreso Ibero-Latinoamericano de Seguridad Vial	28	Sección Técnica	47
2º Seminario de Túneles y Aplicaciones ITS	32		



II Congreso Ibero-Americano de Seguridad Vial: Página 28



2º Seminario de Túneles y Aplicaciones ITS: Página 32



Último tramo de la Autopista Illia: Página 36



Vialidad de Buenos Aires Protagonista del Progreso Vial

2008

Programa	Tipo de Obra	Longitud (Km)
Fondos Propios	Accesos y Rutas	141
Financiamiento BIRF	Accesos y Rutas	590
Fondo Fiduciario Federal	Rutas	33
Fondo Fiduciario Provincial	Rutas	40
Convenio DNV-DVBA OCCOVI	Rutas	159
Total		963

2009



2010

Siempre en Obra

vialidad@vialidad.gba.gov.ar

www.vialidad.gba.gov.ar

0800-222-3822 (DVBA)



**PETROQUÍMICA
PANAMERICANA S.A.**

EMULSIONES ASFÁLTICAS

- **OBRAS VIALES**
- **EMULSIONES ASFÁLTICAS**

TEL: 4742-5378 (03487)430 050/
PARQUE INDUSTRIAL ZARATE
porelbuencamino@sion.com

Abriendo
caminos
para proyectar
Argentina.



JCR S.A.

Córdoba 300 - CP 3400 - Corrientes - Argentina.
Tel.: +(54) 3783-478100 - jcrsa@jcrsa.com.ar

Florida 547. Piso 16 - CP 1005 - Buenos Aires - Argentina.
Te.: +(54) 11 4393-1814 / 1819 - jcrbares@jcrsa.com.ar

www.jcrsa.com.ar

Corredores viales nacionales: inversión y obras

Se adjudicó la concesión por peaje de los ocho corredores que componen la red vial nacional en una extensión de más de 7500 kilómetros. Los presupuestos de la licitación contemplan una inversión total en obras de más de 13.000 millones de pesos durante los 6 años de concesión

El Gobierno Nacional, a través de la Dirección Nacional de Vialidad, licitó y adjudicó los Corredores Viales Nacionales, cuyos contratos habían vencido el último año y se encontraban en proceso de prórroga.

Esto implica el lanzamiento de la tercera generación de concesiones mediante el sistema de peaje, conservando un sistema que ha demostrado ser idóneo tanto para el financiamiento del mantenimiento como para la gestión de esos activos viales.

La licitación abarcó más de 7.500 km de caminos de la Red Nacional, caracterizados por ser los caminos interurbanos de mayor densidad de tránsito y, por lo tanto, de mayor necesidad de conservación y rehabilitación.

Luego de un proceso que implicó la precalificación de empresas y un análisis de la información existente referida a los antecedentes de las anteriores concesiones, se definieron las empresas que resultaron precalificadas para participar en esta licitación.

Una singularidad de este llamado es que las empresas constructoras que no demostraran tener departamentos de ingeniería con una importante producción debieron estar acompañadas por empresas consultoras, con experiencias mínimas de haber proyectado 200 km de obras nuevas, 1.000 m de puentes y 400 km de repavimentaciones, y haber supervisado 100 km de obra nueva y 500 m de puentes nuevos, en virtud de que se pretende incorporar activamente a la consultoría en el proceso de proyecto y supervisión de las obras.

Por otra parte y como obligación a cargo

de los oferentes, se exigía a las firmas que habían sido antiguas concesionarias la firma de un acta de cierre de las deudas de dichas concesiones.

Luego de un análisis y exclusión de las firmas que no cumplían con los requisitos, se efectuó la correspondiente precalificación de las empresas, que compitieron técnica y económicamente en la licitación.

Se precalificaron 20 empresas que se integraron en 9 consorcios para competir en la licitación de la concesión, que incluye un grupo importante de obras a desarrollar durante los seis años.

Finalmente, mediante la Resolución N° 206/2010, la Dirección Nacional de Vialidad resolvió adjudicar la concesión por

peaje de los ocho corredores viales que componen la red vial nacional concesionada para su construcción, mejoras, reparación, conservación, ampliación, remodelación, mantenimiento, administración y explotación según el siguiente detalle:

•**Corredor Vial N° 1:** Benito Roggio e Hijos S.A. – CPC S.A. (UTE).

•**Corredor Vial N° 2:** Esuco S.A. – Contreras Hnos. SAICIFAG Y M – CV (UTE)

•**Corredor Vial N° 3:** José Cartellone Construcciones Civiles S.A. – Rovella Carranza S.A. (UTE)

•**Corredor Vial N° 4:** Corsan Corviam Construcciones S.A. – CCI Construcciones S.A. (UTE)



El Ing. Periotti, Administrador General de la DNV, junto al Ing. Gustavo Gentili, Subdirector Ejecutivo del Órgano de Control de Concesiones Viales, y el Dr. Marcelo Cópola, Subadministrador de la DVBA, en la apertura de sobres de la licitación de los corredores.

•**Corredor Vial N° 5:** IECSA S.A. - Crearurban S.A. (UTE)

•**Corredor Vial N° 6:** Corporación América S.A. - Helpport S.A. (UTE)

•**Corredor Vial N° 7:** Electroingeniería S.A. - Vialco S.A.- JCR S.A. (UTE)

•**Corredor Vial N° 8:** Supercemento SAIC - Petersen Thiele y Cruz -Luciano S.A.-Polan S.A. (UTE)

Está previsto que, luego de los aspectos de generación de inventario y transferencia de personal e instalaciones, en el mes de mayo de 2010 comiencen a operar las nuevas concesiones viales, que han incorporado la experiencia de estos últimos 19 años del sistema, dentro de un mecanismo regulatorio que permite la ejecución de las tareas y el correcto control por parte del Estado Concedente.

Se ha establecido que la recaudación de los puestos de peaje sea depositada en una cuenta única del Estado, que, luego de los ajustes correspondientes, reembolsará a las empresas los importes de explotación y mantenimiento de la concesión. Es decir, continuará el control de la caja por parte del Estado, aunque con una tramitación más sencilla de los reembolsos. Asimismo, se mantendrá el sistema de pago de los camiones incorporados al sistema RUTA, que no pagarán en casilla. Dicho importe será reintegrado por el Fondo cuyo origen es la tasa sobre el Gas Oil, y se mantendrán los peajes diferenciales concedidos con anterioridad.

Como una novedad en la licitación, se incorporaron dos tipos de obras a ejecutar durante los seis años de la concesión, que serán pagadas mediante el Sistema de Obra Pública por la Dirección Nacional de Vialidad. Las obras se han dividido en Obras de Reacondicionamiento de Infraestructura (ORI), que incluyen, entre otras, las rehabilitaciones, mejoras profundas y saneamiento, claramente identificadas a lo largo de la concesión; y Obras Nuevas (ONU), que implican duplicaciones, soluciones canalizadas por ciudades y accesos, entre otras, también definidas para cada año de la concesión.

Entre las obras de reacondicionamiento se destaca la repavimentación de 7.150 km de rutas nacionales, que incluye el ensanche de los tramos que actualmente tienen menos de 7,00 metros de ancho, para llevarlos a 7,30m.

Entre las principales obras nuevas pueden señalarse:

•Autovía - RN N° 34 (Tramo: Int. RN N° A012 - RP N° 65) Longitud: 70,67 Km.

•Autovía - RN N° 34 (Tramo: Int. RN N°

19 - RP N° 13) - Incluida Variante en Rafaela - Longitud: 57,89 km.

•Autovía - RN N° 16 (Tramo: Emp. RN N° 11 - Peaje Makalle) Longitud: 42,26 km

•Autovía - RN N° 7 (Tramo: Luján - Giles) Longitud:30,59 km.

•Autovía - RN N° 12 (Tramo: Garupá - Santa Ana) Longitud: 30 km.

•Autovía - RN N° 8 (Tramo: Rio IV - Holmberg) Longitud: 13 km.

•Terminación Autopista Ezeiza - Cañuelas - RN N°3-205 - Longitud:9,45 km.

•Autovía - RN N° 34 Tramo de Int. RP N° 13 - Sunchales - Longitud: 13,13 km

•Variante San Miguel del Monte RN N° 3 - Longitud: 8,70 km.

•Variante Venado Tuerto RN N° 8

•Variante Hughes RN N° 8 - Longitud: 3 km.

•Construcción de Terceras Trochas - RN N° 12 Tramo: km 1394 a km 1593,4 - Longitud: 199,40 km

La realización de las ORI y de las ONU implica no solo mejorar notoriamente la calidad del camino en cuanto a su circulación, sino también efectuar un conjunto de obras que mejorarán su capacidad y operación, con una mayor seguridad en el tránsito.

Durante la vigencia del plazo de las obras, la concesionaria deberá realizar en el corredor todas las tareas de conservación y mantenimiento previstas en el contrato.

El sistema prevé que las obras no definidas pero requeridas a lo largo de la concesión podrán ser efectuadas por la Dirección Nacional de Vialidad, en un proceso licitatorio tradicional o incorporándolas de acuerdo a mejoras no previstas en el tránsito pasante.

Al respecto, se establece una revisión anual de las proyecciones presentadas y la realidad de cada año, de forma tal de evitar la elevación de la tasa de rentabilidad como producto de mejoras en el tránsito, incorporando nuevas obras o reduciendo los aportes del Estado. Este mecanismo de revisión supera el esquema rígido de las antiguas concesiones y permite la adecuación de los contratos a los flujos reales de tránsito.

En términos generales, las concesionarias deberán realizar trabajos de conservación como bacheo superficial y profundo, sellado de grietas y fisuras, eliminación de deformaciones, corrección de textura superficial y exudaciones; corte de pastos y malezas; y perfilado de banquinas, taludes y zonas marginales, entre otros. También estarán a cargo de la limpieza, mantenimiento y desembanque



de desagües, alcantarillas y obras de arte mayores; la limpieza de la zona de camino y reposición de señales camineras; el mantenimiento de la demarcación horizontal; la reparación y reposición de barandas de defensas y columnas de alumbrado; lámparas y luminarias; el mantenimiento de semáforos, postes SOS y sistemas de control y gestión de tránsito, y toda otra tarea preventiva o correctiva que resulte necesaria para el correcto funcionamiento de la concesión.

Seguridad Vial

En el rubro vinculado a la seguridad vial, se ha incorporado una importante cantidad de novedades que, por un lado, tienden a mejorar la infraestructura vial y, por otro, plantean una mayor presencia de control a lo largo del corredor.

Dentro de estas mejoras se encuentran las obras de mantenimiento, que permitirán que todas las rutas concesionadas tengan anchos superiores a los 7,00 m, medida largamente reclamada por la Asociación Argentina de Carreteras en numerosos documentos. También es significativa la inversión en travesías urbanas y variantes, tramos que concentran los mayores índices de siniestralidad vial de la red.

En cuanto a las medidas de control, la concesionaria deberá contar con una cantidad mínima de diez móviles de seguridad vial para patrullar el corredor, de manera tal de acudir con la mayor celeridad posible ante cualquier emergencia que se produzca. Con ese objetivo, deberá formular el itinerario de recorrida de cada uno de los móviles, intensificando la frecuencia de los patrullajes en aquellas zonas del corredor donde estadísticamente ocurran mayor cantidad de accidentes/incidentes, o donde el volumen

Corredor N°	Empresa	Ruta Nacional N°	Longitud aproximada (km)	Inversión
1	-Benito Roggio e Hijos S.A. -CPA S.A. -(U.T.E.)	3 - 205 -226-252	1281.62	\$2.233,5 millones
2	-Esuco S.A. -Contreras Hnos. S.A.I.C.I.F.A.G. Y M. -(U.T.E.)	5 - 188	769.00	\$1.350,6 millones
3	-Jose Cartellone Construcciones Civiles S.A. -Rovella Carranza S.A. -(U.T.E.)	7	724.02	\$1.562,6 millones
4	-Corsan Corviam Construcciones S.A. -CCI Construcciones S.A. -(U.T.E.)	19 -38 -34	774.98	\$1.986,4 millones
5	-IECSA S.A. -Creaurban S.A. -(U.T.E.)	11 - A-009 -9(Au) Autopista (Rosario-Armstrong) A-012 - 193 - Autopista (Rosario - Córdoba)	1329.72	\$1.643,2 millones
6	-Corporación América S.A. -Helpport S.A. -(U.T.E.)	12 - 16	932.84	\$2.197,2 millones
7	-Electroingeniería S.A. -Vialco S.A. -JCR S.A. -(U.T.E.)	34 - 9	797.83	\$1.160,2 millones
8	-Supercemento S.A.I.C. -Petersen Thiele y Cruz S.A. -Luciano S.A. -Polan S.A. -(U.T.E.)	8 - 33 -36 - A-005	741.33	\$1.616,1 millones
TOTAL			7351.34	\$13.749,8 millones

El Mapa de los nuevos Corredores



de tránsito así lo requiera.

Se llevará un registro completo de incidencias vinculadas a la seguridad, de forma tal de estudiar correcciones operativas, de control o de infraestructura requeridas para evitar dichas situaciones.

Por otra parte, cada casilla de peaje tendrá una oficina destinada a la Agencia Nacional de Seguridad Vial, que se constituirá en un puesto de control de todas las disposiciones que hacen a la seguridad vial de los usuarios. Este también es un avance que fuera requerido por nuestra Asociación y que, indudablemente, contribuirá a incrementar la seguridad vial en los corredores.

Zona de Camino

El contrato establece que, conforme a la Resolución N° 2018/08 de la DNV, quedará prohibida la siembra en zona de camino, aunque se permitirá ejecutar las labores de cosecha y extracción en los sectores con cultivos autorizados durante la vigencia de la concesión anterior.

Junto con la documentación de la licitación se definieron un Reglamento de Explotación de la concesión y un Reglamento del Usuario, de forma tal de que queden lo mas claras posibles las situaciones que en ambos conceptos puedan presentarse en la concesión.

La concesionaria del corredor vial está obligada a brindar una serie de servicios a los usuarios, ya sea de forma directa como a través de terceros. Dentro de los servicios de carácter gratuito, deberá brindar primeros auxilios y transporte sanitario a través de ambulancias ubicadas en lugares estratégicos del corredor. Las ambulancias deberán estar equipadas, habilitadas y atendidas por personal especializado para atención primaria de heridos, asistencia respiratoria mecánica, atención y traslado en ruta.

Otro de los servicios a brindar es la extinción de incendios, para lo cual deberá contar con el mínimo de extintores reglamentarios para cubrir emergencias en las áreas de peaje y en el resto de sus instalaciones. Asimismo, deberá brindar un servicio de remolques o grúas para despeje de las calzadas en caso de accidentes/incidentes o desperfectos mecánicos que se produzcan a lo largo del corredor.

Además, la empresa deberá contar con

atención primaria de heridos, asistencia respiratoria mecánica, atención y traslado en ruta.

Otro de los servicios a brindar es la extinción de incendios, para lo cual deberá contar con el mínimo de extintores reglamentarios para cubrir emergencias en las áreas de peaje y en el resto de sus instalaciones. Asimismo, deberá brindar un



lugares donde no exista señal celular y corresponda instalar postes SOS, la concesionaria deberá implementar durante el tercer año de concesión un sistema alternativo de comunicación, que podrá ser del tipo VOIP (con red de fibra óptica o Wi-Fi), o bien con tecnología satelital.

Para aumentar la rapidez de intervención de los auxilios y la seguridad de los usuarios, la concesionaria organizará un Puesto Centralizador de Llamados (PCL), con tecnología de última generación, cuyo operador atenderá los llamados de la totalidad de los postes SOS y estará a cargo de la evaluación de la naturaleza del accidente y de la organización de los auxilios y primeros procedimientos. El operador del PCL deberá reconocer el lugar de origen del llamado y establecer un diálogo con el usuario que le permitirá evaluar la magnitud del accidente e iniciar los auxilios correspondientes.

Asimismo, la concesionaria deberá brindar un servicio de emergencia a través de telefonía celular, difundido con cartelería informativa profusa a lo largo del corredor y mediante su impresión en la parte posterior de los tickets de peaje.

Control de cargas

El nuevo contrato de concesión de los corredores establece que las concesionarias tendrán a su cargo la operación del control de pesos y dimensiones de los vehículos de transporte de carga en las estaciones de control o en cualquier lugar del corredor vial concesionado, verificando que no excedan los pesos y dimensiones admitidos

en la Ley Celular, difundido con cartelería informativa profusa a lo largo del corredor y mediante su impresión en la parte posterior de los tickets de peaje.

Control de cargas

El nuevo contrato de concesión de los corredores establece que las concesionarias

empresa deberá realizar la puesta en valor de los equipos existentes de medición de peso de vehículos en movimiento, así como el mantenimiento de rutina y cualquier reparación que fuese necesaria durante todo el período de concesión a su costo, de modo que la totalidad se encuentre en buen funcionamiento.

Además, deberá mantener una coordinación con las fuerzas de seguridad y policiales que presten auxilio para el cumplimiento de las tareas de control, a los efectos de que el transportista se detenga y se lo obligue a aligerar o acomodar el exceso de carga.

Los excesos de carga serán transferidos a otros vehículos o descargados en los lugares que indique la concesionaria. El depósito, vigilancia y cuidado del exceso de carga a descargar correrá por cuenta del transportista y/o responsable de la carga, que quedará obligado a retirarla dentro del plazo que se establezca.

La obligatoriedad de un pesaje permanente de los vehículos pesados y el control que sobre este sistema efectúe el Estado permitirá generar un mapa de excesos de peso, y también redundará en mejoras en los caminos circundantes.

Desde la Asociación hemos planteado desde hace muchos años la necesidad de un control permanente de los pesos, de forma tal de defender la vida útil proyectada de los caminos. El control del tránsito deberá completarse con un sistema de red a generar por la Dirección Nacional de Vialidad y los entes provinciales, de forma tal de evitar los ya comprobados daños que provocan los excesos de carga.

permanente de los vehículos pesados y el control que sobre este sistema efectúe el Estado permitirá generar un mapa de excesos de peso, y también redundará en mejoras en los caminos circundantes.

Desde la Asociación hemos planteado desde hace muchos años la necesidad de un control permanente de los pesos, de forma tal de defender la vida útil

Control de velocidad

El contrato de concesión establece que en el segundo año las empresas deberán implementar un sistema que produzca la información necesaria para controlar la velocidad entre estaciones de peaje, según se establece en el Sistema de Control de Tránsito (Si.Co.T.Ru.C.), que fue aprobado en el Decreto N° 1.716/09 que reglamenta la Ley N° 26.363 por la cual se creó la Agencia Nacional de Seguridad Vial.

La necesidad de un control automático de la velocidad entre estaciones de peaje ha sido planteada desde hace años por la Asociación Argentina de Carreteras como una medida importante a tomar, además de otras formas de control sobre las que la autoridad de control debe insistir.

Una nueva etapa

Luego de dos licitaciones, el Gobierno Nacional ha adjudicado las nuevas concesiones de las rutas con peajes, que implicarán una inversión de \$13.749 millones en obras durante los próximos seis años. Las nuevas concesiones comenzarán

a operar, según se anunció, a partir del mes de mayo.

El nuevo sistema mantiene el cobro de peajes para atender los gastos operativos, los servicios adicionales en las rutas y el mantenimiento de las calzadas y banquetas. Por otro lado, contempla afrontar con recursos públicos todas las obras estructurales y de mejoras.

Al elevado monto de inversión previsto en obras para estos próximos seis años en las rutas concesionadas se suma la incorporación de innovadores sistemas vinculados con la seguridad vial, la viabilidad ambiental del mantenimiento, y un importante conjunto de nuevos elementos de control por parte del Estado.

Con el inicio de esta tercera etapa de concesiones en los corredores viales de mayor tránsito del país, se aspira una vez más a mejorar las condiciones de las carreteras y adaptarlas a las necesidades del tránsito generadas en estos años, consolidando de este modo la importancia de la inversión en caminos y su forma de operación.



SUPERCEMENTO
SOCIEDAD ANÓNIMA INDUSTRIAL Y COMERCIAL



UNA SOLUCIÓN PARA CADA NECESIDAD DE LA INGENIERÍA

Capitán General Ramón Freire 2265 - (CZE1428) Buenos Aires Argentina - T.E.(54.11) 4546-8900 Fax: 4543-2950 E-mail: info@supercemento.com.ar



El combustible es Shell, el asfalto también.

www.shell.com/bitumen

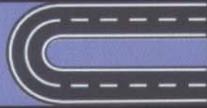


Shell Bitumen



Autopista Pilar - Pergamino Bonpland 1745
(C1414BNE) Buenos Aires, Argentina

CLEANOSOL ARGENTINA S.A.I.C.F.I.



CONSERVACION VIAL

- MICROAGLOMERADO EN FRIO
- MATERIAL PARA BACHEOS EN FRIO
- LECHADAS ASFALTICAS
- BOX-BEAM / FLEX-BEAM
- PROYECTO Y EJECUCION DE TRAVESIAS URBANAS
- AMORTIGUADORES DE IMPACTO

DEMARCAACION HORIZONTAL

- SPRAY / LINEA VIBRANTE
- LINEA PARA LLUVIA
- B.O.S. / PREFORMADOS
- PINTURA EN FRIO
- TACHAS REFLECTIVAS

SEÑALIZACION VERTICAL

- FABRICANTE HOMOLOGADO DE SEÑALES 3M



Adjudican obras para la tercera circunvalación del AMBA

Con una inversión de \$1.700 millones, la Autopista Parque Presidente Perón conectará el Acceso Oeste con la Autopista Buenos Aires-La Plata para completar el anillado de la Tercera Circunvalación de la Región Metropolitana de Buenos Aires, a través de 117 kilómetros

Con la firma del contrato de la obra vial Autopista Parque Presidente Perón se dio el puntapié inicial para continuar el Camino del Buen Ayre y conectar el Acceso Oeste con la Autopista Buenos Aires-La Plata, con una inversión total de \$1.700.000.000.

La autopista completará el anillado de la Tercera Circunvalación de la Región Metropolitana de Buenos Aires, que, con una extensión total de 117 kilómetros conectará el Acceso Norte, Oeste, Riccheri y la Autopista Buenos Aires-La Plata, atravesando los siguientes municipios del conurbano: San Isidro, San Martín, Tres de Febrero, Hurlingham, Ituzaingó, Merlo, La Matanza, Ezeiza, Presidente Perón, San Vicente, Florencio Varela, Berazategui y La Plata.

En el acto de firma del contrato, que fue encabezado por la presidenta de la Nación, Cristina Fernández de Kirchner, se dio inicio a los trabajos para construir, en un plazo de tres años, 94 kilómetros de autopista que constituirán la continuidad del Camino del Buen Ayre y conectarán el Acceso Oeste con la Autopista Buenos Aires-La Plata.

La nueva autopista tiene como objetivo mejorar la fluidez del tránsito vehicular en la región metropolitana y conformar una malla vial con la Avenida General Paz -que constituye la primera circunvalación-, el Camino de Cintura-Ruta Provincial N°4 (segunda circunvalación) y la red de accesos a Buenos Aires.



Cómo será la obra

De la extensión total de la autopista, 23 km corresponden al Camino del Buen Ayre, que será reacondicionado, y 94 km corresponden al tramo Camino del Buen Ayre-Autopista Buenos Aires-La Plata.

La construcción de la autopista fue organizada en cuatro tramos:

-Tramo I: desde el Acceso Oeste hasta el Acceso al barrio 20 de Junio, en Pontevedra (progresiva km 25,55), con un monto de obra de \$483.287.976,55.

-Tramo II: desde el acceso al barrio 20

de Junio hasta la Ruta Provincial N° 58, km 53,980, con un monto de obra de \$555.060.594,87.

-Tramo III: desde la Ruta Provincial N° 58 hasta la Ruta Provincial N° 53, km 72,60, con un monto de obra de \$318.183.735,39.

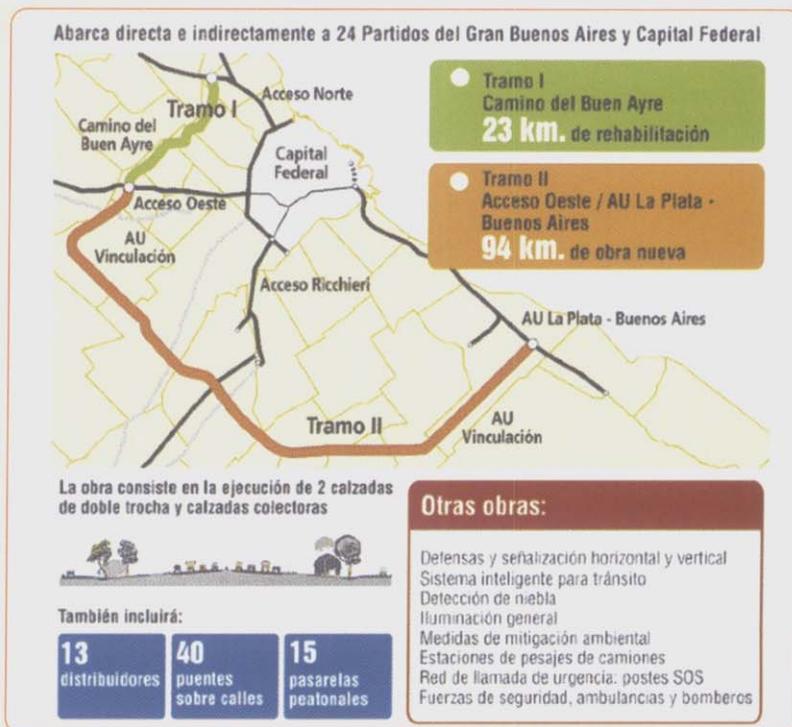
-Tramo IV: desde la Ruta Provincial N° 53 hasta la Autopista Buenos Aires/La Plata, km 94, con un monto de obra de \$386.544.545,99.

La obra contempla la construcción de 2 carriles por mano, 13 distribuidores, 41 puentes, 15 pasarelas peatonales,

colectoras pavimentadas, señalamiento horizontal y vertical, e iluminación en cruces y distribuidores. Además, se prevé la construcción de centros recreativos en distintos puntos de la traza, destinados al esparcimiento y desarrollo de actividades deportivas, sociales y culturales.

La autopista tendrá su cabecera en el empalme del antes mencionado Camino del Buen Ayre con la Autopista Acceso Oeste (Autopista Gaona), en las inmediaciones del Puente de Márquez. El primer tramo de la autopista correrá a lo largo de la ribera del Río Reconquista, parte de cuyo tramo ya está asfaltado y se conoce como Camino de la Ribera, una ruta que conecta la Autopista Acceso Oeste con el centro de la ciudad de Merlo.

La autopista empalmará con la avenida Rivadavia en el tramo final de su recorrido y con la Ruta Provincial 7. Al ingresar al área rural del partido de Merlo, la autopista se separará del Río Reconquista e ingresará al área rural de Mariano Acosta. Allí se conectará con la Ruta Provincial 40 y desde ese lugar se podrá acceder a la Ruta Provincial 6, anillo de circunvalación que une la ciudad de Zárate y la localidad de Ángel Etcheverry, Partido de La Plata. Luego, continuará su recorrido por las zonas rurales de Pontevedra y por el Partido de La Matanza (20 de Junio y González Catán), y se conectará con la Ruta 3 y con la Autopista Ricchieri en el Partido de Ezeiza.



Las obras incluidas en el contrato contemplan también defensas y señalización horizontal y vertical, sistema inteligente para tránsito, detección de niebla, iluminación general, estaciones de pesajes de camiones, red de llamadas de urgencia (Postes SOS), y fuerzas de seguridad, ambulancias y bomberos.

Se espera que la autopista tenga efectos positivos en el desarrollo de la economía de la provincia, ya que servirá de vínculo entre el puerto de La Plata, con

el polo de desarrollo de la zona norte de Zárate-Campana y Pilar.

La licitación para la construcción de la Autopista Parque Presidente Perón dio como ganador del primer tramo a la empresa IECSA. El segundo y tercer tramos serán construidos por las empresas Perales-Aguilar, CPC, Electroingeniería y Contrera Hnos. Por último, el cuarto tramo será realizado por Cartellone y Grupo Peterson.

STACO
ARGENTINA

STACO ARGENTINA, empresa líder en fabricación de:

- SISTEMAS DE DEFENSAS METÁLICAS

Compuestas por defensas(*), postes, alas terminales y accesorios según normas y planos tipo de la DNV.

(*con certificación conjunta IRAM INTI.

En STACO ARGENTINA, contamos con producción permanente de postes, alas, defensas rectas y defensas curvas (cóncavas y convexas).

- CAÑOS CORRUGADOS HEL-COR HC68

Los caños de acero corrugado galvanizado HC68 con una cobertura de 610gr/m² de zinc en ambas caras y costura helicoidal continua tipo "Lockseam", según normas y planos tipo de la DNV.

ARMCO STACO

Los productos de Staco Argentina tienen el respaldo internacional de ARMCO STACO líder en productos viales.

Contamos con una red representantes en todo el país para asesoramiento técnico: consúltenos

Cnel. Brandsen 3664 (1754) - San Justo - Buenos Aires - Argentina - Tel: (011)-4651-3601/3602/3603

E-mail: comercial@stacoargentina.com.ar - www.stacoargentina.com.ar

Lugones

Obra de recuperación y asfalto sobre una avenida clave

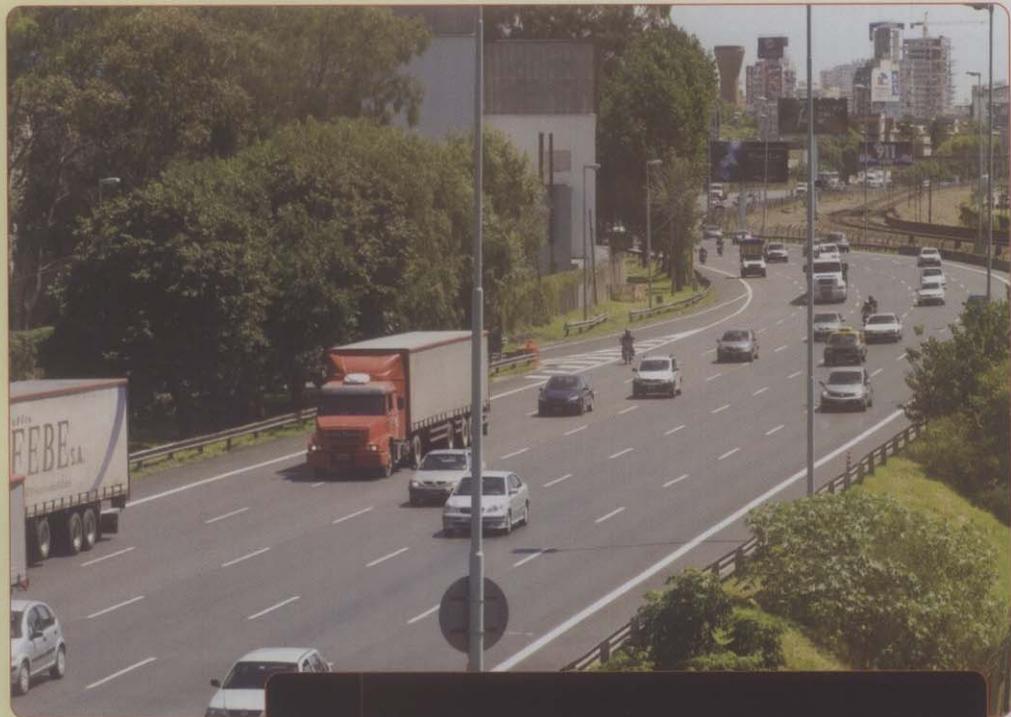
Los cinco carriles de la avenida Lugones, una de las principales arterias de ingreso a la ciudad de Buenos Aires, fueron asfaltados en toda su extensión

La empresa Autopistas Urbanas S.A. (AUSA) asfaltó los cinco carriles de la avenida Lugones, desde el empalme con General Paz hasta Sarmiento, con el objetivo de obtener una superficie de rodamiento más uniforme y posibilitar a futuro un mantenimiento con menores restricciones al tránsito.

La avenida Lugones es una de las principales arterias de ingreso al centro porteño desde el norte de la ciudad, con un promedio de 95.000 vehículos diarios, tanto livianos como pesados. Con una extensión de 6 kilómetros, la avenida contaba con pavimento rígido de hormigón desde su creación en la década del 70.

Conjuntamente con las tareas de asfalto, AUSA realizó también los siguientes trabajos complementarios para mejorar la arteria:

- Reparación de las losas deterioradas.
- Emparejamiento general de la superficie en lugares donde existían desniveles.
- Microtexturado en superficie de hormigón para mejorar la adherencia del concreto asfáltico a la losa.
- Colocación de fajas metálicas en



Por la avenida Lugones circula un promedio de 95.000 vehículos diarios. La obra debió programarse para afectar lo mínimo posible la circulación.

las juntas de losas en los carriles de tránsito pesado, que evitan fisuras o filtraciones con el paso de camiones.

Cómo fue el proceso

Teniendo en cuenta el intenso tránsito diario de la avenida, la obra debió programarse de modo de afectar lo menos posible la circulación de los vehículos. De esta manera, los trabajos que requerían mayor afectación de calzada se realizaron durante los meses de enero y febrero, cuando el tránsito disminuye considerablemente, utilizando el horario nocturno para hacer las tareas más críticas.

Durante el mes de enero se trabajó durante todo el día, pero en febrero hubo que dejar de trabajar en la hora pico de 7 a 11 de la mañana. Asimismo, durante la primera semana de marzo, cuando ya se había terminado de asfaltar la traza de modo que restaban hacer terminaciones menores, se trabajó solo durante la noche para realizar tareas de demarcación y de limpieza.

Para evitar mayores complicaciones, el señalamiento de obra fue móvil durante todo el tiempo que duraron los trabajos. Por la mañana, en la hora pico, se reducía la zona de obra de modo de dejar la mayor cantidad posible de carriles habilitados. Durante la tarde, el señalamiento se desplazaba ampliando la zona de trabajo para priorizar la continuidad de las tareas.

El clima fue otro inconveniente que debió afrontarse, ya que fue inusual la cantidad de lluvia caída en el mes de febrero, que se constituyó en récord para el mes. Esto obligó a reprogramar algunos trabajos para llegar al 28 de febrero con toda la traza asfaltada.

Los trabajos comenzaron en el empalme de General Paz con Lugones. Se tomaban tramos de



El problema del tránsito y las lluvias

Respecto de la obra de recuperación y asfalto de la Av. Lugones, el Ing. Gustavo Matta y Trejo, presidente de Autopistas Urbanas S.A. (AUSA), señaló que fue una obra difícil.

"Tuvimos que lidiar con el tránsito pasante y con el ambicioso compromiso de terminar las tareas de asfalto antes del inicio de marzo -afirmó-. Con la complicación de haber tenido un febrero récord en volumen de lluvias, pudimos terminar los trabajos de la carpeta asfáltica en 49 días, tal como nos habíamos comprometido".

Matta y Trejo indicó que con la avenida Lugones asfaltada se optimiza la superficie de rodamiento para disminuir los niveles de ruido y mejorar las condiciones de seguridad y confort de nuestros usuarios. "Además el asfalto permitirá, a futuro, realizar un mantenimiento de calzada más práctico, sin afectaciones al tránsito de consideración, un factor importante en una arteria vital como es Lugones", puntualizó el presidente de AUSA.



entre 500 y 1000 metros, interviniendo primero los carriles de tránsito pesado y luego los de tránsito liviano. Así se fue avanzando hasta el final de la obra, a la altura de Sarmiento, dejando siempre entre dos y tres carriles libres para el paso de vehículos según el horario. A partir de mediados de enero se trabajó con dos terminadoras de asfalto en simultáneo para mejorar el rendimiento.

Una construcción de larga data

La avenida Leopoldo Lugones se compone de cinco carriles de hormigón simple de cemento Pórtland. Su construcción data de la década del 70, si bien el quinto carril se construyó hace 5 años en oportunidad de la última ampliación. Este pavimento, debido al creciente tránsito, presentaba fallas superficiales que requerían constante mantenimiento con tareas de bacheos y sellados, tareas que requieren realizar cortes de tránsito frecuentes con las molestias y riesgos que esto significa.

Los estudios específicos contratados por AUSA permitieron determinar que, si bien los carriles más afectados eran los dos destinados a tránsito pesado, en los carriles de tránsito rápido también se

observaban deterioros superficiales, falta de fricción bajo condiciones húmedas y rugosidad elevada.

Con el objetivo de mejorar las condiciones de calzada, se dispuso la aplicación de una carpeta asfáltica de 6 cm sobre el pavimento de hormigón. La realización de estas tareas demandó alrededor de 140 mil metros cuadrados de asfalto, lo que representa más de 20 mil toneladas de concreto asfáltico (mezcla tipo

SMA - Stone Mastic Asphalt).

En forma previa a la aplicación de la carpeta asfáltica, se realizaron las reparaciones necesarias en las losas de hormigón, y luego se restituyó el gálibo de la calzada en algunas zonas que presentaban desniveles. Para mejorar la adherencia del asfalto con el pavimento rígido se procedió a un micro texturizado previo. Asimismo, y con el objetivo de retardar el efecto de reflejo de juntas, se aplicaron membranas en las mismas.

La carpeta aplicada consiste en una capa de SMA (Stone Mastic Asphalt) con dos formulaciones diferentes. En los carriles rápidos, es decir los tres sobre la izquierda, se aplicó SMA 10, que brinda una superficie de rodamiento más confortable, mientras que en los dos carriles lentos, es decir los dos sobre la derecha usado por el tránsito pesado, se colocó una mezcla SMA 19 que, por su granulometría, es más resistente al paso de camiones.

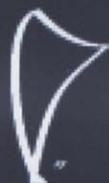
En suma, de esta manera, se dio prioridad al confort en los carriles de tránsito liviano y a la resistencia en los carriles de tránsito pesado.



Los trabajos que requerían mayor afectación de calzada se realizaron durante los meses de enero y febrero, cuando el tránsito disminuye considerablemente, utilizando el horario nocturno para hacer las tareas más críticas.



Fondo Fiduciario Federal de Infraestructura Regional



*Financiando el Desarrollo Regional
y la Generación de Empleo*

Nuestro Organismo, en sus 12 años de gestión, contribuye a la infraestructura Nacional con más de \$2.000.000.000 en créditos otorgados para más de 290 obras, generando más de 5.500.000 jornales directos de empleo genuino.

Para mayor información visite nuestra página web en <http://www.fffir.gob.ar>

Premio internacional a la innovación en carreteras

Se lanzó la convocatoria a participar de la III Edición del Premio Internacional a la Innovación en Carreteras "Juan Antonio Fernández del Campo", dirigida a contribuir al desarrollo de la tecnología vial de todo el mundo, fomentando la realización de estudios e investigaciones en materia de carreteras que incentiven la innovación en el sector.

Este importante premio consta de 12.000 euros. La fecha de admisión de originales de trabajos técnicos vence

el próximo 17 de mayo del corriente año.

Pueden optar por el premio los estudios, trabajos de investigación, tesis doctorales, tesinas, programas y proyectos innovadores que aborden el fenómeno vial desde cualquiera de sus múltiples perspectivas. Los trabajos deberán estar redactados en lengua española.

Para mayor información, dirigirse a la Fundación de la Asociación Española de la Carretera.

E-mail: faec@fundacionaec.com

Página web: www.fundacionaec.com

IRF: Tercer Congreso Regional

La Federación Internacional de Carreteras (IRF) anunció su Tercer Congreso Regional Latinoamericano, que se celebrará en Bogotá, Colombia, del 20 al 23 de septiembre de 2010. El temario del congreso comprende cinco vertientes técnicas paralelas: seguridad vial, rendimiento de pavimento, túneles, financiamiento y sistemas de transporte inteligente (ITS).

Cada uno de los temas será abordado desde el punto de vista de las políticas públicas, financiamiento, gestión, innovación, tecnologías de punta, y desafíos de interoperabilidad e integración de sistemas.

Además, el congreso incluirá talleres de capacitación técnica en varios temas de interés local y regional.

Para más información:

www.irfnews.org / nbunn@irfnews.org.

Curso on line de seguridad en infraestructuras

El Curso on line de Seguridad en Infraestructuras de Carreteras es una iniciativa del Instituto de Seguridad Vial de la Fundación MAPFRE y de la Asociación Española de la Carretera (AEC). El primero de los 200 bloques temáticos del curso se puede cursar de forma gratuita.

Esta formación no presencial está dirigida a directivos, responsables en materia de seguridad vial, proyectistas, planificadores, técnicos y estudiantes. En los dos últimos años, numerosos usuarios han accedido a todo el curso procedentes de Argentina, Bolivia, Brasil, Chile, Colombia, Costa Rica, El Salvador, Guatemala, México, Perú, República Dominicana, Uruguay y Venezuela.

La estructura del curso está dividida en cinco bloques relacionados pero independientes: "Conocimientos Generales", "Medidas Paliativas", "Medidas Preventivas", "Revisión de las Tendencias Actuales en Seguridad Vial" y "Auditorías de Seguridad Vial", estructurados de manera que cada alumno pueda elegir las áreas que desea cursar.

Más información: www.institutoivia.com

Congreso Mundial de la IRF

Del 25 al 28 de mayo se celebrará en Lisboa, Portugal, el 16º Congreso Mundial de la IRF (Federación Internacional de Carreteras), que reunirá a centenares de expertos procedentes de todo el mundo y que convertirá a la ciudad lusitana en capital mundial de este foro que ya cumple 62 años.

Las exposiciones del Congreso, para el que ya se han aceptado más de 530 presentaciones de 66 países, comprenden cinco materias: Movilidad, infraestructura y transporte; seguridad vial; carreteras sostenibles; financiación y gestión, y técnicas e innovación.

Para mayor información: www.irf2010.com



EL CONSTRUCTOR

www.elconstructor.com PERIODICO DE LA CONSTRUCCION Y NEGOCIOS

Buenos Aires, 22 de setiembre de 2008 / Año 107 - Edición N° 4816 / El ejemplar \$ 5.-

Pavimentos

Bodas de plata del área de Hormigoneros de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires (véase sección)

Aridos y canteras

Nuevo centro de reparación de componentes de Finishing, para dar respuesta al aumento de la actividad (Pág. 45)

El licitador

Las condiciones estatales de licitaciones. (Adjudicación o estudio) su correcta combinación y funcionamiento (Pág. 41)

COSTOS VIALES • OBRA TIPO EN ZONA LLANA • Materiales / Mano de obra / Maquinarias



Ampliarán los puertos de Bahía Blanca, Mar del Plata y La Plata

El gobierno bonaerense firmó diversos convenios con el Ministerio de Defensa de la Nación, a través de los cuales la Armada Nacional transfirió a la provincia de Buenos Aires terrenos localizados en zonas portuarias. Las tierras, un total de más de 300 hectáreas, serán incorporadas a la jurisdicción portuaria provincial de modo tal de expandir los límites de los puertos de Mar del Plata, La Plata y Coronel Rosales (en la foto) y fomentar el desarrollo de emprendimientos productivos, logísticos y turísticos, según se dijo oficialmente.

Pág. 10

Baja de 0,2% en el costo

El nivel general del índice del costo de la construcción del mes de agosto cayó 0,2%, el registro se cayó de 1,5% en la mano de obra y de 0,2% en los gastos generales. Los materiales siguieron su camino al alza (foto por cortesía) y durante 2008 se verifica un aumento de 11,7% en el costo de la construcción. Con las modificaciones de agosto, durante los ocho primeros meses del año del año los gastos generales crecieron 16,3%, la mano de obra, 12,9% y los materiales, 10,2%. Durante los últimos doce meses, el nivel general se elevó 16,6 por ciento.



Pág. 14

Autopista Rosario - Córdoba: obras finales

Por un monto de \$ 545.899.712,01, fue firmado el contrato de obras para la ruta nacional N° 14, correspondiente a la sección III, intersección ruta nacional 9 - ruta provincial 50 del tramo Armstrong - Villa María, en las provincias de Santa Fe y Córdoba, respectivamente y que servirá para concluir las obras de la autopista Rosario - Córdoba. Los trabajos consisten en la construcción de dos calzadas (alternativas de hormigón) con banquetas pavimentadas en 43,064 kilómetros.

Pág. 4

Día del Camino

El próximo 5 de octubre se conmemorará un nuevo Día del Camino y como es habitual, El Constructor editará su edición extraordinaria dedicada al sector, que reflejará en sus 140 páginas todo el quehacer relacionado con la actividad vial de autoridades, organismos y empresas. La ceremonia que organizará la Asociación Argentina de Carreteras se llevará a cabo el martes 7 de octubre.



PRODUCTIVIDAD • DISPONIBILIDAD • BAJOS COSTOS DE OPERACION

Repuestos originales que protegen su inversión



Casa Maquinaria Rural Patrocinadora S.A. - Rural PMA - Buenos Aires.
Tel. 04 111 5077 1400 - gruposales@johndeere.com - www.johndeere.com
Red Comercial: Córdoba, Chivilcoy, Mar del Plata, Montevideo, Rosario, Santa Fe, San Carlos, San Juan, San Juan, Tierra del Fuego y Tucumán.
Agencia Autorizada: Bahía Blanca, Corrientes, Mar del Plata y Formosa.



Periódico
EL CONSTRUCTOR
Elegido por
generaciones

De aparición ininterrumpida desde 1901, es una herramienta imprescindible para las empresas del sector que buscan nuevas oportunidades de negocios e información técnica.

La trayectoria y los reconocidos profesionales que participan en la producción del contenido hacen de EL CONSTRUCTOR un medio confiable y de real interés.

Suscríbase y reciba
**la información
puesta en obra!**



Publicación especializada en
infraestructura, construcción y negocios;
dirigida a profesionales, contratistas,
empresas constructoras, municipios,
vialidades y a sus proveedores.

ELCO Editores
Hipólito Yrigoyen 615 7º A
Ciudad de Buenos Aires
Telefax (011) 5272-2000
e-mail: correo@elcoeditores.com
www.elconstructor.com



II Congreso Íbero-Americano de Seguridad Vial

La Agencia Nacional de Seguridad Vial, la Asociación Argentina de Carreteras y el Instituto Vial Ibero-Americano organizarán en octubre este foro que reunirá a los máximos responsables de la temática de Iberoamérica en Buenos Aires

Del 20 al 22 de octubre de 2010 se llevará a cabo en el Hotel Hilton de la ciudad de Buenos Aires el II Congreso Íbero-Americano de Seguridad Vial, CISEV, organizado por el Instituto Vial Ibero-Americano (IVIA), la Agencia Nacional de Seguridad Vial y la Asociación Argentina de Carreteras.

Con el objetivo de liderar un proceso de puesta en común de experiencias y conocimientos para el establecimiento de políticas de seguridad vial coordinadas en el entorno de Íbero-América, el Instituto Vial Ibero-Americano (IVIA) celebró la primera edición de este congreso en San José, Costa Rica, en mayo de 2008. En dicha ocasión y en el marco de las deliberaciones del Congreso, los delegados resolvieron que fuese la República Argentina en el año 2010 la sede del II Congreso Iberoamericano de Seguridad Vial.

En el CISEV se expondrán trabajos técnicos de profesionales, investigadores e instituciones sobre progresos técnicos y científicos alcanzados en la materia, que serán publicados en las memorias del Congreso. Además, se ha previsto la realización de Conferencias Temáticas y Sesiones Especiales sobre los temas de mayor actualidad e interés en relación a la seguridad vial, con las presentaciones de reconocidos especialistas internacionales.

En esta oportunidad, en forma paralela al Congreso, está previsto el desarrollo de un Foro que convocará a los máximos responsables de Seguridad Vial de los distintos países de Iberoamérica con la finalidad de celebrar sesiones de trabajo, establecer parámetros de coordinación de políticas, la elaboración de un manual de buenas prácticas en Seguridad Vial, así como el establecimiento de objetivos y metas a alcanzar.

Luego del exitoso I Congreso Íbero-

Americano de Seguridad Vial, esta segunda edición aspira a consolidar al CISEV como el principal foro de discusión sobre la temática de la Seguridad Vial en la región. El éxito del Congreso estará dado no solo por el intercambio de conocimientos o experiencias, sino también por el compromiso de los países por encarar una política que ejecute planes de mediano y largo plazo para reducir el drama iberoamericano de la inseguridad vial.

En ese sentido, uno de los objetivos del CISEV es fomentar la participación de todos los países de Iberoamérica para producir un documento sobre la problemática de la seguridad vial en la Región, que sea incorporado a la Declaración de la Cumbre de Presidentes de Iberoamérica que tendrá lugar en la ciudad de Mar del Plata los días 10 y 11 de noviembre de 2010. Asimismo, se intentará lograr que la participación activa en la organización de los organismos multilaterales de crédito ayude a crear las sinergias necesarias que permitan alentar y financiar las buenas prácticas en la materia.

Conscientes de que los traumatismos por accidentes de tránsito son un problema mundial, y que en las carreteras iberoamericanas las víctimas mortales alcanzan la cifra de 110.000 anuales, la Asociación Argentina de Carreteras, la Agencia Nacional de Seguridad Vial y el Instituto Vial Ibero-Americano, con el apoyo del Banco Interamericano de Desarrollo, el Banco Mundial y la Dirección General de Tráfico de España, celebrarán la segunda edición del CISEV para fomentar la educación, la inversión en infraestructuras viarias y el esfuerzo conjunto por mejorar la red para fomentar la seguridad vial.

La Asociación Argentina de Carreteras, adherida al Instituto IVIA como Miembro Institucional Patrocinador, pone así en marcha el acuerdo firmado por ambas instituciones, que establece la colaboración conjunta en la creación y consolidación de una red de cooperación entre los países iberoamericanos.

En una reciente visita a España, el Director de la ANSV, Lic. Felipe Rodríguez Laguens, se entrevistó con el Dr. Enrique Iglesias, Secretario General Iberoamericano, y con el Sr. Pere Navarro Olivella, Director de la Dirección General de Tráfico de España, para interesarlos en la organización del II CISEV. Ambos directivos comprometieron su apoyo a la realización del Congreso.

Luego del exitoso comienzo que supuso el Primer Congreso Íbero-Americano de Seguridad Vial, los organizadores de la segunda edición tienen como desafío consolidar al Congreso como el principal foro de discusión sobre la temática de la Seguridad Vial en la región.



En el marco de las tareas de organización del II CISEV, se realizaron distintas reuniones de trabajo, una de las cuales reunió al Ing. Jacobo Díaz Pineda, al Lic. Felipe Rodríguez Laguens y al Lic. Miguel Salvia.



EJES TEMÁTICOS DEL CONGRESO

I. Aspectos Institucionales (Organización y Factores de Desempeño)

- Agencia líder
- Financiamiento
- Gestión por resultados
- Coordinación Interjurisdiccional
- Cooperación Regional
- Capacitación
- Equipamiento
- Observatorios
- Normalización y seguridades en emisión de licencias

II. Ejercicio del Poder de Policía

- Capacitación
- Equipamiento
- Auditorías
- Jurisdiccionalidad – Interjurisdiccionalidad
- Políticas de Seguridad

III. Aspectos Legislativos y Normativos de la Seguridad Vial

- Regímenes de faltas
- Régimen penal de las infracciones de tránsito
- Scoring (Licencia por puntos)
- Multijurisdiccionalidad
- Seguros, obligatoriedad, coberturas

IV. Medición, Evaluación y Gestión de la Seguridad Vial

- Indicadores de seguridad vial
- Auditoría de seguridad vial
- I+D en Seguridad Vial
- Sistemas para la gestión de la seguridad vial
- Métodos para el análisis de los accidentes de tránsito
- Reconstrucción de accidentes de tránsito (Ingeniería forense)
- Tratamiento de puntos con alta incidencia de accidentes.

V. Infraestructura Vial

- Control y gestión de tránsito
- Equipamientos para la mejora en la Seguridad Vial
- Desarrollo y aplicación de sistemas inteligentes de transporte (ITS) para la seguridad vial
- Seguridad y control de tráfico en frentes de obra
- Medidas para incrementar la seguridad vial de usuarios vulnerables en zonas urbanas
- Diseño geométrico
- Métodos para la evaluación de la consistencia del diseño geométrico
- Diseño integral de las vías, incluyendo: peatones, bicicletas, buses, automóviles y vehículos pesados (seguridad, capacidad, operación, etc.)

- Normalización de elementos de seguridad (obligatoriedad)
- Señalización Vertical y Horizontal

VI. Educación Vial y Campañas de Concientización

- Educación a la ciudadanía
- Educación vial en el ciclo escolar
- Formación en la percepción del riesgo
- Capacitación o formación de conductores
- Conductores profesionales
- Métodos para otorgar permisos de conducir

VII. Seguridad de los vehículos

- Sistemas de seguridad activa - pasiva
- Normalización de elementos de seguridad
- Obligatoriedad de elementos y/o sistemas de seguridad
- Revisión Técnica Vehicular
- Seguridad en los vehículos de transporte de pasajeros y cargas

VIII. Factores Fisiológicos y Psicológicos de la Seguridad Vial

- Conducta humana (conductor y peatón)
- Conductores mayores
- Conductores jóvenes
- Influencia de distractores en el comportamiento del conductor
- Conducción Segura

IX. Emergentología

- Cobertura territorial
- Servicios de Asistencia (112 – 911 – etc.)
- Equipamiento Sanitario
- Asistencia Sanitaria
- Rehabilitación y Centros médicos especializados
- Siniestros con sustancias peligrosas

X. Compromiso Social y Seguridad Vial

- Sinergias entre la actividad privada y el interés público
- Compromiso Social Empresario con la Seguridad Vial
- ONG's y Asociaciones de Víctimas
- Ejemplos exitosos

PRESENTACIÓN DE TRABAJOS

La fecha límite para el envío de resúmenes de los trabajos es el 7 de mayo de 2010.

Para conocer más información sobre el reglamento, formas y plazos de presentación de los trabajos, visitar la siguiente página web: www.cisev.org.ar

II CISEV Argentina 2010

Siguen adelante las tareas de organización del II Congreso Ibero-Americano de Seguridad Vial

Como parte de las tareas de organización del II Congreso Ibero-Americano de Seguridad Vial, la Asociación Argentina de Carreteras está llevando a cabo una serie de reuniones de trabajo de las que participan distintos representantes del gobierno nacional, provincial y municipal, y autoridades de entes viales, entre otros. El objetivo de estas reuniones es, por un lado, difundir el evento, y, por otro, invitar a sectores vinculados con las carreteras y el transporte a participar activamente de su organización, ya sea con el aporte de ideas como con la participación de expositores de primer nivel.

El primero de estos encuentros se desarrolló el 18 de marzo en el salón del 6º piso de la Asociación Argentina de Carreteras y contó con la participación de representantes de universidades e institutos nacionales y privados, autoridades de entes viales, de la Agencia Nacional de Seguridad Vial y del Gobierno de la CABA. Tras una introducción del Presidente de la AAC, Lic. Miguel Salvia, se

presentaron los ejes temáticos y los objetivos del II CISEV. En este sentido, se destacó que con la convocatoria a un foro de responsables de seguridad vial de Ibero-

América se pretende continuar a nivel regional la línea trazada por la Declaración de Moscú, "Es hora de actuar".



El desayuno de trabajo dio lugar a un interesante intercambio de ideas tendientes a la mejor organización del Congreso.

INGENIERIA VIAL Y DE TRANSPORTE

Proyectos
Dirección e Inspección de Obras
Auditorías Técnicas
Estudios Económicos - Financieros
Estudios Ambientales



Gago Tonin S.A.
Servicios de Ingeniería

Diagonal 74 N° 483 - (1900) La Plata - ARGENTINA
Teléfonos 54 221 424 5176 - Fax: 54 221 483 8028
E-Mail: info@gagotonin.com.ar - <http://gtsa.com.ar>



Rehabilitación del
Viejo Puente Pueyrredón



Mejoramiento de
Av. Regimiento de los Patricios



Recuperación Integral de Av. Lugones

Plan de Obras: AUSA - Ministerio de Desarrollo Urbano
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires

www.ausa.com.ar
(0054 11) 4363 2872 - Piedras 1260, Edificio A, Piso 1°
(C1140ABB) - Ciudad de Buenos Aires - Argentina



CAMINOS DEL RÍO URUGUAY

S.A. DE CONSTRUCCIONES Y CONCESIONES VIALES



Caminos del Río Uruguay

Autopista Mesopotámica

Rutas Nacionales N° 12 y 14 .
Financió y Construyó las Autovías:
Brazo Largo-Ceibas y Panamericana-Zárate

Visite nuestra página en la Web: www.caminosriouruguay.com.ar

Tronador 4102 - C1430DMZ Capital - Teléfono: 4544-5302 (Líneas Rotativas)

2º Seminario Internacional de Túneles y Aplicaciones ITS

Se realizó en Buenos Aires organizado por la Dirección Nacional de Vialidad, la Asociación Mundial de la Carretera, la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña de la UNSJ, ITS Argentina e ITS Chile

El 2º Seminario Internacional de Túneles y Aplicaciones ITS, celebrado en el Hotel Sheraton Retiro, en Buenos Aires, entre el 23 y el 26 de marzo, abordó cuestiones relacionadas con el proyecto y desarrollo de túneles, y de las diversas aplicaciones de los sistemas inteligentes de transporte.

Organizado por la Dirección Nacional de Vialidad, la Asociación Mundial de la Carretera, la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña de la Universidad Nacional de San Juan, ITS Argentina e ITS Chile, el seminario congregó a los más destacados expertos y profesionales a nivel mundial que trataron, entre otros temas, la importancia de la transferencia tecnológica para el proyecto y construcción de túneles, el mejoramiento de la seguridad de su operación y la contribución de los ITS para el análisis y la prevención de los riesgos.

Con más de 400 asistentes, este seminario interdisciplinario permitió que los técnicos, profesionales, responsables de las infraestructuras, las consultoras y las empresas que trabajan en pos de la seguridad conocieran las soluciones y herramientas disponibles en el mercado nacional e internacional para una óptima y eficaz concepción y construcción de las obras subterráneas, así como de su posterior explotación en condiciones de seguridad.

En esta segunda edición del seminario, se realizó en simultáneo la I Expo-Túneles, que brindó a los visitantes la oportunidad de conocer e interiorizarse en los avances tecnológicos, desarrollos y tendencias de los productos, sistemas y servicios que ofrece el mercado nacional e internacional sobre sistemas ITS, la construcción y la explotación de túneles.

Durante las cuatro jornadas se dieron a conocer experiencias de obras de gran relieve, como el Túnel Internacional Paso de Agua Negra entre Argentina y Chile, el Túnel de Baja Altura del Ferrocarril Trasandino Central, los túneles en la obra de saneamiento del Partido de Tigre y del Riachuelo, el soterramiento del Ferrocarril Sarmiento, los túneles de La Pólvora y San Cristóbal en Chile y la Circunvalación M30 en España.

Las presentaciones abordaron aspectos relacionados con la seguridad vial en los túneles, métodos constructivos, integración e intercambio de datos en distintos centros de control, evaluación de proyectos, normalización y certificación de los sistemas ITS, comportamiento humano en túneles, e innovación tecnológica, entre otras.

Disertaron en el Seminario el Ing. Pierre Schmitz, Presidente del Comité Técnico C4 de Túneles de la AIPCR; Claude Berenguer, Secretario General de ITA-AITES, Francia; Bernhard KOHL, de Austria; y otros importantes especialistas

de nuestro país, Chile, Brasil, España, Italia, Inglaterra, Suiza, Colombia y Ecuador.

Asimismo, se llevaron a cabo varias visitas técnicas a obras de infraestructura que se desarrollan en la Ciudad de Buenos Aires y el conurbano bonaerense, como la Planta Potabilizadora de Tigre, la prolongación de la Línea E de subterráneos y las obras en la cuenca del arroyo Maldonado.

Por otra parte, en el marco del Seminario, el Comité C4 de Túneles Carreteros de la Asociación Mundial de Carretera (AIPCR) llevó adelante sus reuniones de trabajo periódicas en las que se analizan y coordinan los aportes técnicos que elaboran los distintos grupos de trabajo del comité. En esta ocasión, se analizaron las revisiones que se efectuarán a los documentos emitidos por los grupos de trabajo, ya que deben ser aprobados internamente como instancia final previa a su remisión para publicación oficial en el próximo Congreso Mundial de México, a realizarse en el año 2011.



El panel de cierre del seminario contó con la presencia del Ing. Juan Pablo Schiavi, Secretario de Transporte de la Nación, el Ing. Daniel Russomano, Presidente de ITS Argentina; y del Ing. Julio César Ortiz Andino, primer delegado de la AIPCR, entre otras autoridades.

La importancia de construir túneles

En el marco del 2º Seminario de Túneles y Aplicaciones ITS, el Ing. Juan Marcet, Director de la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña de la UNSJ, hace un balance del encuentro y analiza, entre otros temas, la viabilidad de construcción de túneles largos como el de Agua Negra.

-¿Qué evaluación puede hacer del 2º Seminario de Túneles y Aplicaciones ITS?

-Ha sido un seminario especialmente positivo. En primer lugar, porque el número de asistentes fue el más alto de las últimas reuniones. Segundo, porque hubo exposiciones de profesionales con gran experiencia en casi todos los aspectos de la ingeniería ligada a los túneles: justificación económica, planificación y proyecto, construcción, operación y seguridad, y también sobre la aplicación de sistemas inteligentes de transporte (ITS) para hacer más eficiente y segura su operación. En tercer lugar, porque se pudo tomar conocimiento de que en la región hay ejemplos destacables de centros o grupos de estudio donde se investigan aspectos vinculados a la seguridad de los túneles - como por ejemplo los estudios experimentales de la Universidad de Chile sobre incendios - que están en niveles equiparables a los de otros países más adelantados. En cuarto lugar, hemos comprobado que los túneles se van imponiendo en nuestros países como obras de infraestructura que, a pesar de sus importantes costos de inversión inicial, tienen ventajas operativas y ambientales casi inigualables. Hubo oportunidad de informarse sobre destacadas obras de tunelería vial concretadas en Chile, Perú y Colombia, como de túneles en construcción para ampliación de subterráneos y otros con fines de saneamiento y control de inundaciones, en nuestro país.

Además, este seminario contó con el aporte institucional de expertos ligados a dos asociaciones técnicas internacionales muy importantes en la ingeniería de

túneles: la Asociación Mundial de la Carretera, o AIPCR, vinculada a los aspectos de operación y seguridad en los túneles, y la ITA, que es la Asociación Internacional de Tunelería y Obras Subterráneas, entidad más relacionada con los problemas constructivos de las excavaciones subterráneas.

También fue un hecho positivo la exposición de la industria y los servicios vinculados a los túneles, que se realizó en un salón contiguo al de las exposiciones académicas. El interés de los asistentes por conocer los adelantos tecnológicos disponibles en el mercado fue importante y sostenido a lo largo de todo el seminario, lo que puso en evidencia la pujanza de ese sector industrial y de servicios.

-¿Cuáles fueron las conclusiones principales del Seminario?

-Una conclusión repetida tanto por asistentes como por autoridades gubernamentales fue el deseo de que reuniones de este tipo se celebren en nuestros países con una mayor frecuencia. Esto puede interpretarse como un balance cualitativo del encuentro, que será conveniente atender en la medida de lo posible.

-¿Cuáles son los aspectos principales considerados en la construcción de túneles de montaña, tema que constituyó una de las sesiones técnicas del Seminario?

-Para la construcción de túneles de montaña es preciso prestar atención a un número muy elevado de factores técnicos, que arrancan desde la etapa del proyecto y que a veces se resuelven en detalle en la fase de la construcción. Un factor importante es el conocimiento del entorno geológico-geotécnico del túnel, ya que este incide desde el trazado hasta en cuestiones como los sostenimientos-revestimientos interiores, el drenaje, la estrategia constructiva, el plazo y el costo de la obra. Otro aspecto relevante es la ventilación artificial necesaria para los túneles de cierta longitud y ubicación geográfica. Esto es muy importante en túneles largos cuya resolución a veces obliga a construcciones especiales que



Ing. Juan Marcet

pueden ser aprovechadas durante la fase de los estudios y la construcción como posibles frentes de construcción simultánea, o también como provisión de aire fresco para la ejecución del túnel principal. Otro tema que mereció una sesión técnica especial en este seminario es la elección del método de excavación: tradicional por voladuras o mecanizado. Los límites de utilización de cada uno de ellos no siempre son líneas tajantemente establecidas, ya que la variabilidad geológica y la estrategia empresarial (disponibilidad de equipamiento y experiencia del plantel técnico) no pueden dejar de atenderse.

Asimismo, los métodos constructivos cada vez más se apoyan en un intenso auscultamiento del comportamiento geomecánico de los macizos atravesados. Ese seguimiento cuidadoso y sistematizado de las deformaciones y tensiones en la cavidad permiten el refuerzo de los sostenimientos iniciales y también facilitan el ajuste de las estrategias constructivas a las características de los terrenos excavados. Se requiere experiencia profesional importante, pero los réditos en materia de seguridad y ahorro de costos de obra suelen justificar ampliamente su uso.

-¿Cuál es la situación actual en nuestro país en lo que respecta a la aplicación de tecnología moderna para la construcción de túneles?

-Lo más destacado es probablemente el empleo de máquinas tuneladoras para excavar en suelos blandos, tal como hoy está sucediendo con las obras de entubamiento del arroyo Maldonado, en Buenos Aires, o las que se encararán con igual metodología para la provisión de agua de agua potable en la zona del norte del Gran Buenos Aires. Estas máquinas permitirán lograr rendimientos diarios casi imposibles de obtener con otros métodos, y también garantizarán niveles de seguridad importantes para las construcciones y/o estructuras superficiales. En los proyectos que se están desarrollando para nuevas obras de conexión con Chile a través de la Cordillera de Los Andes, también se prevé un uso intensivo de excavación mecanizada, en conjunción con los métodos más clásicos de excavación con explosivos para aquellos sectores de geometrías no convencionales, o que no se prestan para el uso económico de las máquinas tuneladoras.

-¿Qué prácticas se están incorporando para aumentar los niveles de seguridad en los túneles?

-Es difícil hablar en términos puntuales, ya que la construcción de un determinado túnel puede tener importantes diferencias respecto de la construcción de otro, aun dentro de túneles de la misma clase: dos túneles de montaña no son estrictamente equiparables sólo porque se construyan en una misma región geográfica. Lo mismo puede decirse de dos túneles urbanos en suelos blandos. Sin embargo, quizás haya recomendaciones generales aplicables a todos ellos. El conocimiento anticipado del



Uno de los stands de Expo Túneles

terreno a excavar permite estimar con tiempo los principales resguardos de seguridad que deben estar presentes durante la construcción: longitud máxima de avance por ciclo de voladura; tipo de sostenimientos provisionales o iniciales y celeridad en su puesta en obra; estimación de las tareas del drenaje durante la etapa constructiva; necesidades de ventilación del frente de trabajo, entre otros. Para todo esto, es esencial llevar un minucioso mapeo litológico- estructural de los terrenos que se van descubriendo, y, en lo posible, anticipar con perforaciones hacia adelante del frente las singularidades geomecánicas que tendrán que enfrentarse en lo inmediato. La auscultación de los cedimientos de las cavidades es irremplazable para evaluar la suficiencia de los sostenimientos iniciales, y permite adoptar medidas correctivas para aumentar la estabilidad de lo excavado.

Como en toda obra de ingeniería, el control de calidad de lo que se ejecuta es

básico para cumplir con las calidades, resistencias y durabilidades previstas en el proyecto. En las obras subterráneas ese requisito por lo general se ve revalorizado, ya que en los túneles el aporte resistente de los propios terrenos excavados contribuye a la estabilidad general. Es preciso tener certeza de que los bulones de anclaje efectivamente sostengan; que el hormigón proyectado adhiera suficientemente a la superficie desnuda de la excavación, y adhieran entre sí las capas sucesivas que puedan aplicarse; entre otros factores. Nada de esto es novedoso, pero la calidad de la ejecución es esencial para que estos elementos constructivos aporten las resistencias parciales que en rigor se espera de ellos, ya que de la suma de todos ellos y del aporte resistente de los terrenos se alcanzan los equilibrios definitivos.

Otro aspecto no menos importante es la adecuación cuidadosa de las voladuras a la naturaleza de los terrenos excavados. Es sabido que conviene deteriorar en la menor medida posible las calidades originales de los macizos rocosos excavados. En ese aspecto, adquieren gran importancia las técnicas de voladuras de precorte, amortiguadas o acolchadas, ya que con ellas la fragmentación del macizo remanente producida por la voladura se mantiene bajo control. Este es otro aspecto de calidad constructiva que tiene importancia central.

-¿Cómo se evalúa la viabilidad de la construcción de túneles largos, como el de Agua Negra?

-La conveniencia económica de la construcción del Túnel de Agua Negra acaba de ser satisfactoriamente constatada en un estudio específico que realizó CIS Consultores Asociados de



Sesión técnica sobre construcción de túneles en zona de montaña: Arturo Manzur habló sobre la Solución Vial del km. 1 de la Vía Interoceánica Túnel Oswaldo Guayasamín en Quito, Ecuador; Martín Bofer presentó el estudio conceptual del Túnel de Agua Negra; y Piergiorgio Grasso, de Italia, expuso sobre la construcción de túneles carreteros y ferroviarios en zonas de montaña

Transporte S.A., de Chile. Ese estudio fue supervisado no sólo por las autoridades viales de Chile, sino también por una mesa técnica conformada por autoridades de gobierno y técnicos de ambos países. Como sucede en toda obra de infraestructura de envergadura, la viabilidad económica de la construcción de un túnel largo debe acreditar que los beneficios económico - sociales derivados de su funcionamiento sean superiores a los costos de su construcción y posterior mantenimiento. Una dificultad inicial para la evaluación de este tipo de obras, que como en el caso de Agua Negra tiene implicancias y efectos geográficos muy amplios, es precisamente delimitar los territorios y actividades económicas que se verán influenciados por su existencia, para cuantificar en ese ámbito los beneficios. Esta tarea ya había merecido estudios previos a nivel de prefactibilidad por consultoras argentinas y chilenas, pero en el estudio de CIS se amplió el nivel de detalle y precisión de las estimaciones macroeconómicas pre existentes. La determinación de los beneficios se basó en calcular dos tipos

principales de beneficios: aquellos producidos por el "ahorro de consumos" del tránsito existente y reasignado que usaría el túnel, abandonando sus recorridos habituales, y los beneficios del tránsito generado, que no circularía de no haberse construido el túnel. Estos últimos provienen de nuevas actividades económicas o de mayores márgenes de rentabilidad de los negocios que la existencia del túnel propicia. Estos beneficios fueron estimados bajo el enfoque de "beneficio al productor" o "excedente del productor". Esta última fue quizá la etapa de mayor dificultad técnica para evaluar, ya que la metodología de evaluación económica oficial a respetar es relativamente estrecha para albergar el sinnúmero de beneficios potenciales de una obra de conexión binacional, que está impregnada de proyecciones de comercio bilateral, regional continental, y está también ligada a las posibilidades de potentes mercados de ultramar. En el seminario de Buenos Aires, precisamente, un consultor chileno expuso la necesidad de flexibilizar y ampliar las metodologías de

evaluación económicas tradicionales, para dar más y mejor cabida a las numerosas variables de desarrollo potencial que están asociadas a las obras que mejoran la conectividad territorial internacional.

Por lo demás, un simple análisis señalaría que para que la escasez de conexiones carreteras este - oeste en esta parte del sur del continente no sea un cuello de botella para la expansión del comercio y la integración regional, la cordillera de Los Andes debe ser frecuentemente franqueada por carreteras y/o ferrocarriles de alto estándar técnico. Los países desarrollados que comparten extensas fronteras terrestres, como Canadá y Estados Unidos, por ejemplo, están conectados por rutas de alto nivel separadas no más de 200- 300 km entre sí. La barrera física que constituye la cordillera debe ser vencida si es que vamos a transformarnos en un mercado común con proyecciones internacionales sólidas.



Extensión de la autopista ILLIA

Se lanzaron las obras del tramo Sarmiento - Cantilo para finalizar la traza que llevará el tránsito desde la Avenida 9 de Julio hasta la General Paz.

El Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires dio comienzo a la obra del último tramo de la Autopista Illia, que permitirá unir la avenida 9 de Julio con la General Paz para beneficio de más de 100 mil usuarios que diariamente utilizan esa vía.

El nuevo tramo demandará una inversión aproximada de 25 millones de pesos y un plazo de ejecución de 9 meses. La obra iniciada por AUSA consiste en construir un tramo adicional de 3 kilómetros de autopista que correrá desde la avenida Sarmiento hasta el empalme

con la avenida Cantilo.

Su traza será construida sobre terraplén y tendrá cuatro carriles, con banquina sobre la derecha y sobre-ancho sobre la izquierda.

El objetivo es llevar el tránsito desde la avenida 9 de Julio hasta la General Paz mediante el eje Illia-Cantilo, sin necesidad de que los conductores tengan que bajar a la avenida Rafael Obligado. Esto descomprimirá de autos la Av. Costanera Rafael Obligado en el egreso

hacia el norte y posibilitará reducir el tránsito pesado en esa arteria e incrementar la seguridad.

Esta obra se encuentra dentro del plan general de remodelación de la zona de Aeroparque, que tiende a incrementar la seguridad vial de la zona. En este marco, AUSA ya terminó el cruce Bajo Nivel Sarmiento y está trabajando en el corrimiento de la costanera hacia el este: se está construyendo la nueva calzada de Rafael Obligado, con una nueva defensa costera, y se está prolongando el muelle de los pescadores.

La obra en números

\$ 25.473.306 de inversión

3 km de ampliación

4 carriles

20 minutos promedio de ahorro para salir de la ciudad





Desde 1908,
excelencia en construcciones.

ROGGIO

BENITO ROGGIO E HIJOS S.A.



Wikivia, la enciclopedia on line sobre infraestructuras

wikivia
la enciclopedia de la carretera

En www.wikivia.org se podrá consultar documentación sobre carreteras

El pasado 10 de marzo se inauguró el sitio web Wikivia, la primera enciclopedia de la carretera on line en español, que ya acumula más de 4.000 entradas sobre infraestructuras. Se trata de una plataforma para el intercambio, transmisión y difusión del conocimiento relacionado con la carretera donde los usuarios pueden editar sus propios artículos.

Este proyecto, que está desarrollando la Asociación Española de la Carretera (AEC) con la financiación del Ministerio de Industria, Turismo y Comercio español, constituye una novedosa herramienta virtual que permite un rápido acceso a documentación sobre carreteras destinada al mundo hispanohablante, especialmente a investigadores y estudiantes, centros universitarios, consultores, empresas del sector, asociaciones, administraciones públicas y, en general, usuarios y

profesionales del ámbito vial.

Los artículos de la enciclopedia de la carretera serán aportados por los propios usuarios, quienes irán enriqueciendo el proceso de manera continua.

Esta plataforma interactiva aspira a convertirse en una herramienta útil, capaz de difundir el conocimiento en aspectos relativos al sector de la carretera, contemplando la realidad de Iberoamérica, con ayuda tanto para los profesionales del ámbito de la carretera como para los propios usuarios.

Con el objetivo de velar por el correcto funcionamiento de la enciclopedia, se creó un Comité Técnico de Regulación encargado de comprobar la oportunidad y veracidad de los contenidos, así como de llevar a cabo labores de arbitraje en caso de posibles conflictos entre editores.

Wikivia es una página web donde los

usuarios de las carreteras podrán consultar aspectos relativos a las mismas, tales como redes, legislación, normativa, libros, congresos, líneas de investigación y estadísticas. Además, es un instrumento para la consulta de las distintas acepciones en español de los vocablos relacionados con la carretera. Presenta asimismo una recopilación de la historia pasada y reciente de la carretera, a través de la evolución de los caminos a lo largo del tiempo, así como de los personajes relevantes que contribuyeron a la mejora de los mismos.

La Asociación Argentina de Carreteras mantiene antiguos y sólidos vínculos con su colega de España. En el marco de esta colaboración mutua, trabajará con el aporte de sus socios para difundir y desarrollar esta plataforma, con el convencimiento de que será una herramienta de gran utilidad para el conocimiento de temas del ámbito vial y sus referentes.



Seguimos construyendo calidad

Homaq
EMPRESA CONSTRUCTORA

Carlos Pellegrini 1427, piso 9 (1011) Buenos Aires, Argentina Tel/Fax: (54 11) 4327 5665 E-mail: info@homaq.com.ar

Una empresa del Grupo **HOLDEC**

NUEVO PRESIDENTE DEL CONSEJO FEDERAL DE SEGURIDAD VIAL

Se llevó a cabo la Asamblea del Consejo Federal de Seguridad Vial en el Hotel Provincial de la ciudad de Mar del Plata, con la presencia de las máximas autoridades nacionales y provinciales en la materia. El gobernador Daniel Scioli participó del acto de apertura en la que el subsecretario de Gabinete provincial, Juan Pablo Álvarez Echagüe, fue elegido como presidente del Consejo por el lapso de un año.

Además, en el marco de la apertura de la Asamblea, se anunció la puesta en marcha de la licencia única de conducir en el partido de General Pueyrredón, a partir del mes de abril de este año.

CHUBUT: CREAN LA AGENCIA DE SEGURIDAD VIAL

El Gobierno de la provincia de Chubut informó que en las próximas semanas se estará dando cumplimiento a la creación de la Agencia Provincial de Seguridad Vial, con el objetivo de disminuir la cantidad de muertes por accidentes de tránsito en la provincia.

El Subsecretario de Gobierno adelantó que la Agencia de Seguridad Vial tendrá un cuerpo de operaciones con móviles policiales para poder implementar las políticas de Estado que se diagraman dentro del Ministerio de Gobierno y se canalicen dentro de la Agencia.

LICENCIATURA EN PREVENCIÓN VIAL Y TRANSPORTE

La Facultad de Arquitectura, Diseño, Arte y Urbanismo de la Universidad de Morón dicta la carrera de Licenciatura en Prevención Vial y Transporte, de 4 años, con un Título Intermedio de Técnico Universitario en Seguridad Vial y Transporte. El título habilita a los egresados a investigar y participar en equipos de análisis, intervenir en la elaboración de metodologías y técnicas, y asesorar en la administración de políticas, acciones, formación y divulgación en movilidad y prevención vial. Para mayor información: Tel.: 5627-2000 / infoarquitectura@unimoron.edu.ar

CONGRESO INTERNACIONAL INGENIERIA 2010

La UADI (Unión Argentina de Asociaciones de Ingenieros) y el CAI (Centro Argentino de Ingenieros), junto con centros, colegios e instituciones de la ingeniería de todo el país, están organizando el Congreso Internacional INGENIERIA 2010 – ARGENTINA: "Tecnología, Innovación y Producción para el Desarrollo Sostenible", que se realizará en Buenos Aires, del 17 al 20 de octubre de 2010. El objetivo es incorporar un evento especial de la ingeniería nacional y mundial ("Semana Mundial de Ingenieros" / "World Engineers Week") para exponer y analizar los aspectos económicos y productivos generados por la ingeniería, durante las celebraciones del Bicentenario de de nuestro país.

Para mayor información: <http://www.ingenieria2010.com.ar/>

B R E V E S



AHORA, USA CINTURON CUANDO MANEJA.

NO DEJES QUE LA SUERTE MANEJE POR VOS.

Si se puede evitar, no es un accidente.



Circunvalación Villa Mercedes - San Luis

OFICINA CENTRAL

Santa Fe 121(Sur)-D5700DP - San Luis - Tel: (02652) 426300

OFICINA BUENOS AIRES

Moreno 970 - 4to piso- Of. 81- CP: 1092 - Tel: (011) 4342-2845 / 4342-2846 / 4331-1285

CONTACTO ELECTRONICO

rc@rovellacarranza.com.ar www.rovellacarranza.com.ar



ROVELLA CARRANZA

MAYO

3-5

27° Congreso de la Federación de Asociaciones Nacionales de Agentes de Carga de América Latina y el Caribe (Alacat Assekuransa)
Buenos Aires, Argentina
www.alacat2010.com.ar

11-13

X Congreso Español de Sistemas ITS
Madrid, España
www.itsspain.com

11-15

Semana de la Construcción
Santiago de Chile, Chile
www.semanadelaconstruccion.cl

17-19

Reunión Anual de ITS América
Houston, Texas, Estados Unidos
www.itsa.org

25-28

IRF Reunión Mundial de la Carretera
Lisboa, Portugal
www.irf2010.com

JUNIO

1-5

Batimat Expovivienda
Buenos Aires, Argentina
www.batev.com.ar

2-5

Simposio Internacional de Diseño Geométrico de Carreteras
Valencia, España
www.4ishgd.valencia.upv.es

8-10

World of Concrete Latin America
México DF, México
www.worldofconcretelatinamerica.com

AGOSTO

1-6

11ª Conferencia Internacional sobre Pavimentos de asfalto
Nagoya, Japón
www.isap-nagoya2010.jp

3-6

2º Seminario Ejecutivo Anual de la IRF
Orlando, Florida, Estados Unidos
www.irfnews.org

3-6

2ª Conferencia Internacional sobre Infraestructura de Transporte
San Pablo, Brasil
www.civil.uminho.pt/ICTI2010

SEPTIEMBRE

20-23

Tercer Congreso Regional Latinoamericano-IRF
Bogotá, Colombia
www.irfnews.org/tercer-congreso-regional-latinoamericano

OCTUBRE

6-9

XX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica
Mendoza, Argentina
www.camsig2010.com.ar

20-22

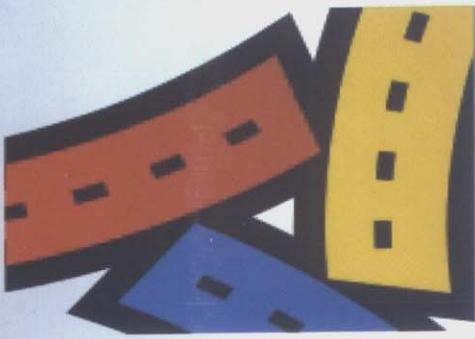
II Congreso Ibero-Americano de Seguridad Vial CISEV
Buenos Aires, Argentina
www.cisev.org.ar

20-23

Feria de Materiales y Tecnología para la Construcción (FEMATEC)
Buenos Aires, Argentina
www.fematec.com



CÁMARA COLOMBIANA
DE LA INFRAESTRUCTURA
Seccional Occidente



Sexto Congreso Internacional de Vialidad y Tránsito

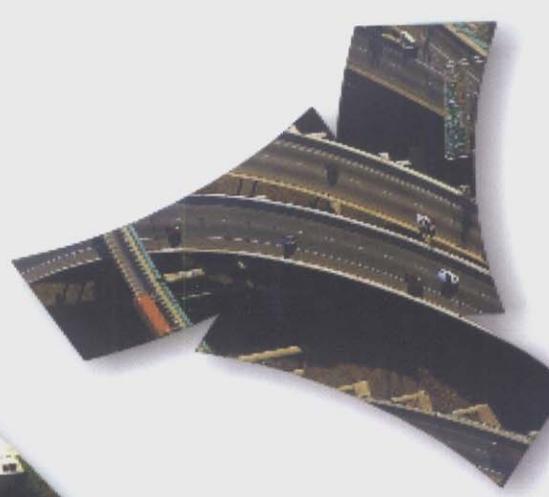
EXPOVIAL COLOMBIA 2010

Centro de Eventos Valle del Pacífico
Cali, 9 y 10 de Junio de 2010

www.expovialcolombia.com

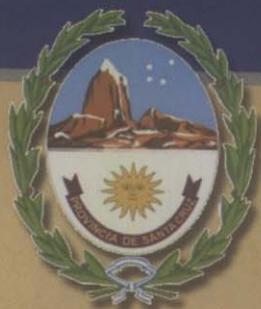
malvarez@infraestructura.org.co

LA UNIÓN
HACE LA
INFRAESTRUCTURA



Vialidad Somos Todos

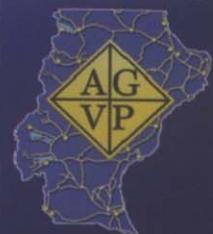
1960 - 50 años - 2010



A.G.V.P. Provincia de Santa Cruz

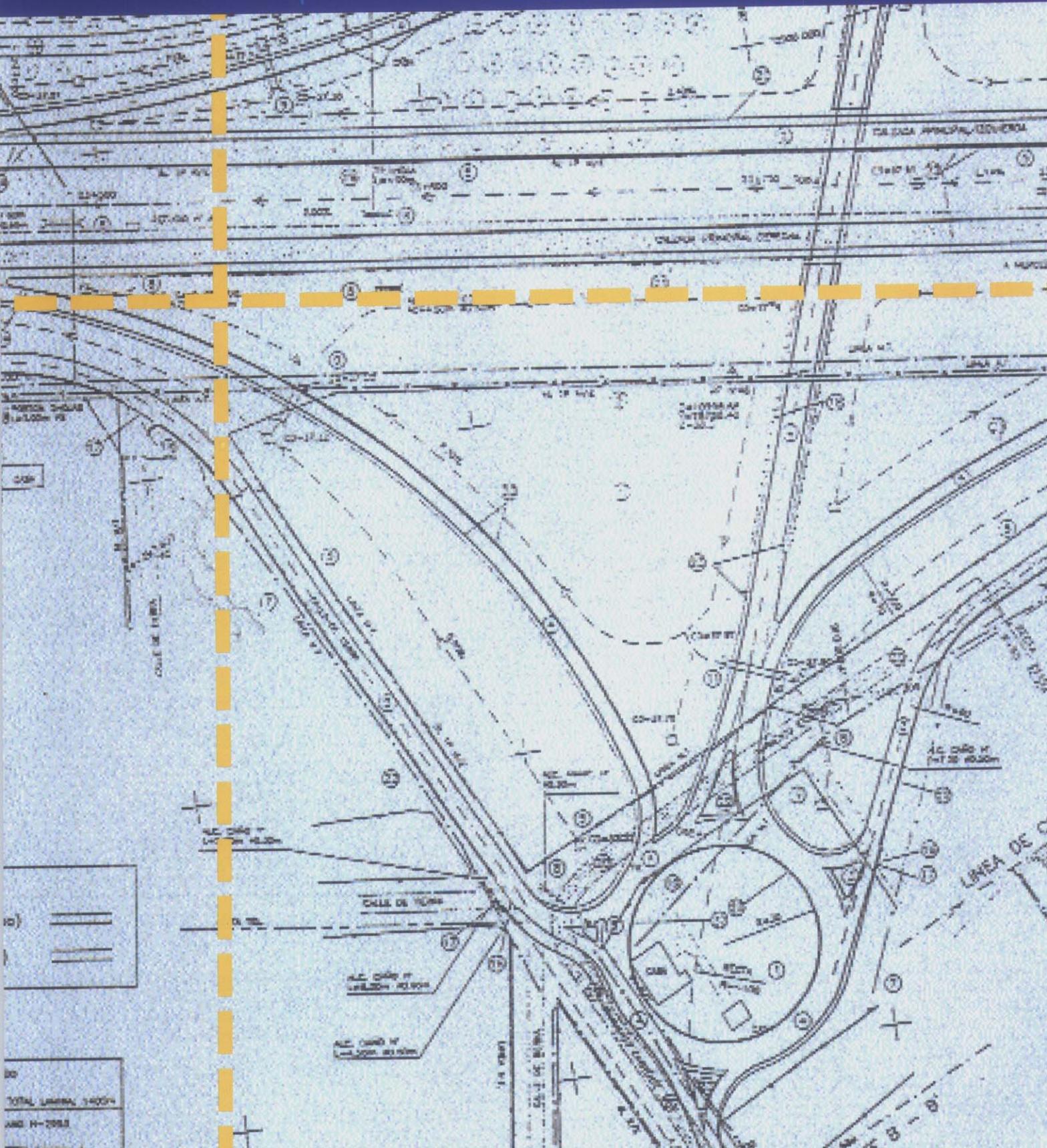
Administración General de Vialidad Provincial - Santa Cruz
Lisandro de la Torre N° 952 - Río Gallegos - C.P.: Z 9400 JZT - Provincia de Santa Cruz.
Teléfonos: (02966) 442302 - 442367 - 442368 - 442380 - Fax: 442382
www.agvp.gov.ar - e-mail: presidencia@agvp.gov.ar

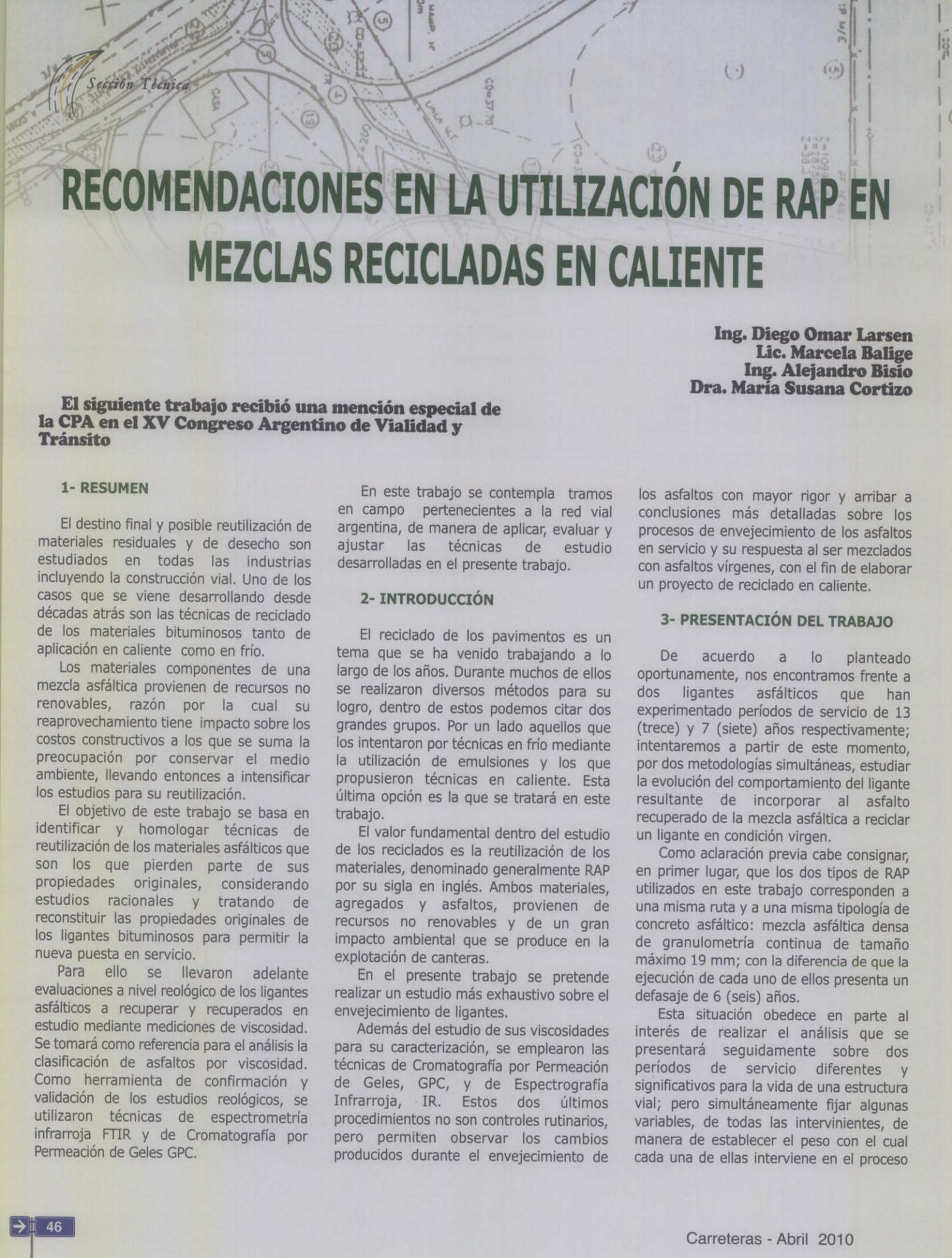
50 años



Haciendo camino

Sección Técnica





RECOMENDACIONES EN LA UTILIZACIÓN DE RAP EN MEZCLAS RECICLADAS EN CALIENTE

Ing. Diego Omar Larsen
Lic. Marcela Balige
Ing. Alejandro Bisio
Dra. María Susana Cortizo

El siguiente trabajo recibió una mención especial de la CPA en el XV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito

1- RESUMEN

El destino final y posible reutilización de materiales residuales y de desecho son estudiados en todas las industrias incluyendo la construcción vial. Uno de los casos que se viene desarrollando desde décadas atrás son las técnicas de reciclado de los materiales bituminosos tanto de aplicación en caliente como en frío.

Los materiales componentes de una mezcla asfáltica provienen de recursos no renovables, razón por la cual su reaprovechamiento tiene impacto sobre los costos constructivos a los que se suma la preocupación por conservar el medio ambiente, llevando entonces a intensificar los estudios para su reutilización.

El objetivo de este trabajo se basa en identificar y homologar técnicas de reutilización de los materiales asfálticos que son los que pierden parte de sus propiedades originales, considerando estudios racionales y tratando de reconstituir las propiedades originales de los ligantes bituminosos para permitir la nueva puesta en servicio.

Para ello se llevaron adelante evaluaciones a nivel reológico de los ligantes asfálticos a recuperar y recuperados en estudio mediante mediciones de viscosidad. Se tomará como referencia para el análisis la clasificación de asfaltos por viscosidad. Como herramienta de confirmación y validación de los estudios reológicos, se utilizaron técnicas de espectrometría infrarroja FTIR y de Cromatografía por Permeación de Geles GPC.

En este trabajo se contempla tramos en campo pertenecientes a la red vial argentina, de manera de aplicar, evaluar y ajustar las técnicas de estudio desarrolladas en el presente trabajo.

2- INTRODUCCIÓN

El reciclado de los pavimentos es un tema que se ha venido trabajando a lo largo de los años. Durante muchos de ellos se realizaron diversos métodos para su logro, dentro de estos podemos citar dos grandes grupos. Por un lado aquellos que los intentaron por técnicas en frío mediante la utilización de emulsiones y los que propusieron técnicas en caliente. Esta última opción es la que se tratará en este trabajo.

El valor fundamental dentro del estudio de los reciclados es la reutilización de los materiales, denominado generalmente RAP por su sigla en inglés. Ambos materiales, agregados y asfaltos, provienen de recursos no renovables y de un gran impacto ambiental que se produce en la explotación de canteras.

En el presente trabajo se pretende realizar un estudio más exhaustivo sobre el envejecimiento de ligantes.

Además del estudio de sus viscosidades para su caracterización, se emplearon las técnicas de Cromatografía por Permeación de Geles, GPC, y de Espectrografía Infrarroja, IR. Estos dos últimos procedimientos no son controles rutinarios, pero permiten observar los cambios producidos durante el envejecimiento de

los asfaltos con mayor rigor y arribar a conclusiones más detalladas sobre los procesos de envejecimiento de los asfaltos en servicio y su respuesta al ser mezclados con asfaltos vírgenes, con el fin de elaborar un proyecto de reciclado en caliente.

3- PRESENTACIÓN DEL TRABAJO

De acuerdo a lo planteado oportunamente, nos encontramos frente a dos ligantes asfálticos que han experimentado períodos de servicio de 13 (trece) y 7 (siete) años respectivamente; intentaremos a partir de este momento, por dos metodologías simultáneas, estudiar la evolución del comportamiento del ligante resultante de incorporar al asfalto recuperado de la mezcla asfáltica a reciclar un ligante en condición virgen.

Como aclaración previa cabe consignar, en primer lugar, que los dos tipos de RAP utilizados en este trabajo corresponden a una misma ruta y a una misma tipología de concreto asfáltico: mezcla asfáltica densa de granulometría continua de tamaño máximo 19 mm; con la diferencia de que la ejecución de cada uno de ellos presenta un defasaje de 6 (seis) años.

Esta situación obedece en parte al interés de realizar el análisis que se presentará seguidamente sobre dos períodos de servicio diferentes y significativos para la vida de una estructura vial; pero simultáneamente fijar algunas variables, de todas las intervinientes, de manera de establecer el peso con el cual cada una de ellas interviene en el proceso

que se estudia.

De esta manera, una gran cantidad de variables de importancia como la tipología de concreto asfáltico, el tipo de ligante empleado y las solicitaciones a las cuales se encuentran sometidos los tramos (condiciones climáticas y cargas) resultan idénticas para los casos en análisis.

El asfalto original del RAP fue, para ambos casos, un ligante asfáltico del tipo III (70-100) de acuerdo a la normativa IRAM-IAPG 6604-2001. De todos modos, tomaremos a partir de este momento como referencia la normativa argentina que clasifica a los asfaltos para uso vial por viscosidad (IRAM-IAPG 6835-2001); en primer lugar por tratarse de un parámetro racional con las innumerables ventajas que de allí se desprenden y que han sido ya abordadas por diferentes trabajos presentados en congresos anteriores, y en segundo término para alinearnos con la tendencia cada vez más cercana de clasificación de asfaltos por viscosidad.

4- PARTE EXPERIMENTAL

4.1.- MATERIALES

Se presentan a continuación los materiales involucrados en el estudio, realizando una breve reseña de la nomenclatura, sus características principales y la justificación de su elección.

Los tramos alcanzados por el trabajo son dos, a partir de los cuales se extrajeron los testigos a los que se les realizaron las recuperaciones de los ligantes, que luego se analizaron. A partir de este momento los llamaremos TRAMO I y TRAMO II respectivamente, empleando los subíndices correspondientes para indicar la procedencia de los materiales en cada caso.

Es conveniente realizar una pequeña reseña respecto de la metodología empleada para la obtención de los ligantes asfálticos provenientes del RAP, dado que si bien no es un tema que involucra mayores complicaciones prácticas, presenta una

sensibilidad importante que puede llegar a distorsionar los resultados encontrados y por ende las conclusiones que de ellos deriven. En efecto, muy pequeñas cantidades residuales de solvente en el ligante recuperado pueden conducir a grandes disminuciones de la viscosidad de dicho material; por el contrario, excesos de temperatura o tiempos innecesarios para realizar la destilación del solvente nos conducen a importantes rigidizaciones del ligante resultante con las mismas implicaciones que anteriormente detallábamos en cuanto a las distorsiones.

De nuestra experiencia es muy recomendable para este tipo de casos el empleo de cloruro de metileno como solvente, fundamentalmente punto de destilación, unos 49°C, y con ello facilidad de extracción sin la necesidad de tiempos prolongados o elevados valores de temperatura.

Simultáneamente, es también esencial para este proceso el empleo de un rotovapor que nos permita controlar adecuadamente las temperaturas de trabajo y al mismo momento efectuar un vacío que nos permita recuperar el solvente empleado a temperaturas significativamente menores a las que deberíamos utilizar si realizáramos el método a presión atmosférica.

La metodología de referencia empleada para la recuperación del ligante fue la descrita por la norma NLT – 353/85, que se ha validado a partir de diferentes metodologías encontrando una consistencia adecuada de la misma.

Juntamente con los asfaltos recuperados de cada uno de los RAP, otro de los materiales empleados para la generación del resto de materiales

evaluados fue el cemento asfáltico virgen tipo AC-10 de la clasificación de asfaltos para uso vial por viscosidad IRAM-IAPG 6835-2001 cuyas características principales se recogen en la tabla 2.

La elección de este tipo de asfalto virgen corresponde a que es el mismo tipo de cemento asfáltico que se utilizó en la construcción del tramo, por lo cual nos permitirá más adelante alcanzar las conclusiones del caso.

Hasta aquí se han presentado los tres materiales fundamentales a partir de los cuales se elaboraron los demás cementos asfálticos intervinientes en el trabajo; es decir:

- 1.- Asfalto recuperado del RAP I
- 2.- Asfalto recuperado del RAP II
- 3.- Asfalto virgen tipo AC-10

El razonamiento utilizado para la conformación de las diferentes muestras que detallaremos a continuación atiende al objetivo principal del estudio: determinar el comportamiento del asfalto resultante de una mezcla reciclada al incrementar el porcentaje de RAP empleado en la misma.

Se había mencionado oportunamente que este trabajo estaba orientado a las propiedades del cemento asfáltico resultante de una mezcla reciclada; las propiedades mecánicas de la mezcla reciclada será materia de investigación que complementará esta etapa del trabajo en presentaciones futuras. Partiendo de esta premisa, se realizó la hipótesis de considerar que el porcentaje óptimo de ligante asfáltico del concreto reciclado es de un 5%, porcentaje expresado en peso respecto del total de la mezcla asfáltica.

Está claro que este contenido total de

TRAMO EN ESTUDIO	I	II
Tipo de concreto asfáltico	CAD-20	CAD-20
Año de ejecución	1995	2001
Tipo de cemento asfáltico original	AC-10	AC-10
Contenido de asfalto del RAP (%)	5,4	4,9
Contenido de vacíos (%)	2,0	2,3

Tabla 1. Características generales de los tramos en estudio

Ensayos	Unid.	Norma IRAM	Valor	Valores límites	
				Min.	Máx.
Ensayos sobre el cemento asfáltico					
Viscosidad a 60 °C	dPa*seg	6837	1570	800	1600
Densidad relativa al agua a 25/25 °C	--	6586	1,012	0,990	--
Ductilidad a 25 °C 5 cm/min	cm	6579	>100	100	--
Punto de Inflamación V.A. Cleveland	°C	6555	>300	230	--
Solubilidad	%	6585	99,8	99	--
Ensayo de "Oliensis"	--	6594	Neg	Neg	
Ensayos sobre el residuo asfáltico					
Pérdida por calentamiento a 163 °C	%	6839	0,39	--	0,8
Relación de viscosidades	--	6837	2,3	--	3,0

Tabla 2. Asfalto virgen empleado: AC-10. Características principales

TRAMO I			
Muestra	% RAP I en la mezcla	% asf. Rec. De RAP I	% de AC-10
1	100	100	0
2	10	10,8	89,2
3	30	32,4	67,6
4	50	54	46
5	0	0	100

Tabla 3. TRAMO I. Muestras elaboradas.

asfalto surgirá del aporte conjunto del asfalto que contienen el RAP a emplear y del cemento asfáltico virgen utilizado. De esta manera tenemos que la participación del asfalto proveniente del RAP, en el total de asfalto del concreto a reciclar dependerá de la cantidad de RAP a utilizar y del contenido de asfalto que ese RAP contenga, siempre considerando un contenido de asfalto resultante fijo como la hipótesis que se ha efectuado anteriormente.

Si bien parece una cuestión obvia, no está de más aclarar que en el diseño de una mezcla reciclada no solo la situación se resume en determinar un contenido de ligante óptimo primeramente y luego analizar en qué porcentaje participará el asfalto proveniente del RAP y en qué otro porcentaje el asfalto virgen empleado, sino que además tendremos que determinar cuáles son las propiedades reológicas del asfalto resultante en primer lugar y analizar si éstas son o no adecuadas para el proyecto que estemos considerando.

Teniendo en cuenta estos conceptos, y bajo la hipótesis de estar frente a una situación en la cual el porcentaje óptimo de ligante asfáltico total es del 5%, se elaboraron mezclas de ligante proveniente de RAP y de asfalto virgen correspondientes a contenidos de RAP en la mezcla reciclada del 10%, 30% y 50%. Como veremos en las tablas 3 y 4, existen pequeñas

diferencias en los porcentajes de asfalto recuperado de RAP y virgen que reflejan las situaciones anteriores para los tramos I y II; esto obedece a las diferencias de contenido asfáltico de las mezclas provenientes de cada tramo, de acuerdo a los valores observados en la tabla 1 oportunamente.

Como puede observarse en las tablas antes descritas, la muestra 5 corresponde al asfalto virgen tipo AC-10 empleado en este trabajo y nos servirá de referencia para ambos casos: tramo I y tramo II.

4.2.- ANALISIS REOLÓGICO

Si bien este estudio se encuentra dirigido hacia el comportamiento del cemento asfáltico resultante conforme se incrementa el porcentaje de RAP en la mezcla a reciclar, se había adelantado que el análisis del comportamiento de cada situación la llevaríamos adelante a partir de dos enfoques diferentes.

El primero vinculado al comportamiento reológico y el segundo relacionado con las variaciones a nivel composición de cada muestra; es decir que se consideraron dos escalas de evaluación, una a nivel macro y otra nivel micro, tendiente a contar con un panorama más amplio de la situación que permita validar las conclusiones que puedan surgir del presente esquema de trabajo.

TRAMO II			
Muestra	% RAP II en la mezcla	% asf. Rec. De RAP II	% de AC-10
7	100	100	0
8	10	9,8	90,2
9	30	29,4	70,6
10	50	49	51

Tabla 4. TRAMO II. Muestras elaboradas.

Centralizándonos en la evaluación del comportamiento reológico de las muestras, se tomó como referencia para esta etapa la viscosidad a 60°C; como habíamos adelantado en su momento no solo por cuestiones conceptuales sino por ser éste el parámetro fundamental de la clasificación de asfaltos para uso vial establecida por la normativa argentina IRAM-IAPG 6835-2001.

Para ello se construyeron las curvas de flujo correspondientes a 60°C de cada una de las muestras del estudio a partir del uso de un reómetro de corte dinámico (DSR). Recordemos rápidamente que estas curvas de flujo nos muestran la relación entre el esfuerzo de corte (τ) y el gradiente de velocidades ($d\dot{\gamma}/dt$) conforme variamos este último. También se incorpora en el gráfico los valores de viscosidad ($\dot{\gamma}$) con el gradiente de velocidades ($d\dot{\gamma}/dt$).

En el gráfico 1 se muestran las curvas de flujo correspondientes al asfalto recuperado del RAP I y al asfalto virgen AC-10; del mismo modo en el gráfico 2 se observan las curvas de flujo del asfalto recuperado del RAP II y del asfalto virgen.

Como era de esperarse, se advierte un comportamiento claramente newtoniano del asfalto virgen. En los asfaltos provenientes del RAP el comportamiento tiende a alejarse del modelo newtoniano debido fundamentalmente a la oxidación experimentada por el asfalto durante su vida en servicio. Según el modelo coloidal o micelar del asfalto, se produce un incremento de los asfaltenos en detrimento de la fracción continua malténica, está constituida por resinas y aceites aromáticos, provocando una migración de un sistema tipo sol (de comportamiento newtoniano) a un sistema tipo gel (de comportamiento no-newtoniano).

Las propiedades macroscópicas de esta dispersión dependen de la temperatura y de la fracción de volumen de asfaltenos [2,3].

A baja fracción de volumen de asfaltenos y temperaturas cercanas a los 60°C, el comportamiento viscoso del asfalto es esencialmente newtoniano y la viscosidad se incrementa con la fracción de volumen de las partículas de soluto según la ecuación del tipo Roscoe - Brinkman [1, 4].



Fotografías 1 y 2. Imagen del DSR empleado en el trabajo.

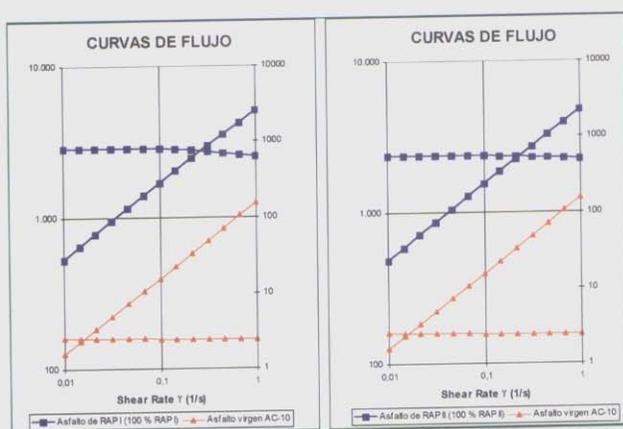


Gráfico 1 y 2. Curvas de flujo de los asfaltos recuperados y del asfalto virgen.

$$\eta_0 = \eta_{0,m} [1 - \phi_{\text{eff}} / \phi_m]^{-2/5} \quad (1)$$

Donde, ϕ_m es la fracción de volumen del empaquetamiento máximo de asfaltos, $\eta_{0,m}$ es la viscosidad de la fase continua, los maltenos y ϕ_{eff} es la fracción de volumen efectivo de asfaltos peptizados.

A temperaturas superiores a los 60°C, las partículas del soluto se difunden libremente cuando el asfalto es sometido a un esfuerzo y se presenta una competencia entre el movimiento browniano y fuerzas hidrodinámicas, dando como resultado un comportamiento newtoniano. Para temperaturas inferiores a los 60°C el movimiento de las partículas de soluto es inducido solamente por el esfuerzo aplicado y la contribución del comportamiento browniano desaparece. Esto genera un cambio muy importante en el comportamiento reológico con la aparición de los efectos viscoelásticos.

Bajo el modelo microestructural desarrollado por el programa estratégico

SHRP, el asfalto es considerado como una mezcla de diversas moléculas polares y no-polares que interactúan unas con otras. Estas moléculas pueden formar asociaciones débiles y redes que se dispersan en el asfalto, y pudiendo existir concentraciones localizadas de moléculas similares. Estas asociaciones dependen fuertemente de la temperatura y de los esfuerzos físicos aplicados, manteniéndose unidas por fuerzas débiles. Las moléculas polares interactúan y le confieren al asfalto propiedades elásticas, mientras que las no-polares, el comportamiento viscoso y sus propiedades a temperaturas bajas.

Consecuentemente, el comportamiento tipo gel de un asfalto envejecido debe relacionarse con un aumento de las conectividades de las moléculas del asfalto resultado del incremento de las interacciones moleculares.

Este aspecto pone de manifiesto algunas debilidades del modelo micelar, ya que el comportamiento reológico no es el comportamiento reológico de un gel coloidal.

En otras palabras, el incremento de las interacciones moleculares producido por un aumento de las fracciones polares en el asfalto envejecido explica el comportamiento de pseudo gel del asfalto.

Pese a este desvío del modelo newtoniano, con la ayuda del software del DSR se modelaron las curvas de flujo obtenidas en la zona de comportamiento del tipo newtoniano, lo cual nos facilitará entender mejor la situación frente a la cual nos encontramos.

Asumiendo esta hipótesis, en los gráficos 3 y 4 se vuelcan las curvas de flujo correspondientes a las muestras asociadas al TRAMO I y al TRAMO II respectivamente. Del mismo modo, y dada la modelización al comportamiento newtoniano, se resumen en las tablas 5 y 6 los valores de viscosidad a 60 °C correspondientes a cada una de las muestras en estudio.

Analizando los valores y gráficos

TRAMO I	
% RAP I en la mezcla	Viscosidad a 60 °C del asfalto resultante (dPa*seg)
100	27.360
10	2.190
30	3.402
50	6.012
0	1.578

Tabla 5. TRAMO I. Viscosidad a 60 °C de asfaltos resultantes.

TRAMO II	
% RAP II en la mezcla	Viscosidad a 60 °C del asfalto resultante (dPa*seg)
100	22.176
10	2.111
30	3.387
50	5.070
0	1.578

Tabla 6. TRAMO II. Viscosidad a 60 °C de asfaltos resultantes.

obtenidos de la etapa experimental, rápidamente surge un aspecto de fundamental trascendencia en el tratamiento de este tipo de casos: el gran peso e influencia que el asfalto virgen posee respecto del asfalto proveniente del RAP. Esta situación nos permite visualizar que la viscosidad del ligante residual muy lejos se encuentra de una variación lineal.

Se puede establecer también que al emplear en una mezcla reciclada con porcentajes de RAP del orden del 10%, las características reológicas del ligante virgen utilizado se ven levemente modificadas por la influencia del cemento asfáltico aportado por el RAP. Cuantificando esta influencia, y apoyado en las conclusiones que el análisis posterior nos aportará, incluso puede concluirse que las modificaciones introducidas por el asfalto proveniente del RAP son despreciables para los porcentajes de RAP considerados.

Si bien es cierto que cada caso de reciclado al cual nos enfrentemos será particular, y que una variable de importancia es el estado que presenta el ligante asfáltico aportado por el RAP, por la sensibilidad de las variables que intervienen en el proceso las afirmaciones anteriores respecto del empleo de porcentajes de RAP hasta 10% no variarán independientemente del estado del ligante del RAP de turno.

Inclusive queda como alternativa la decisión del empleo de un ligante virgen de consistencia menor a la deseada como resultante para el proyecto considerado; recordando que para este caso se utilizó un

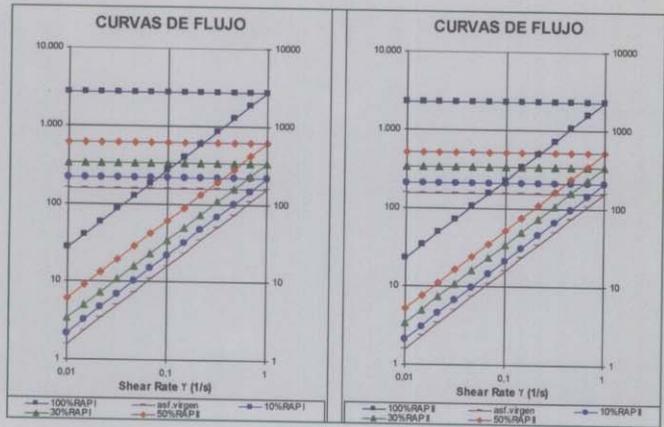


Gráfico 3. Curvas de flujo TRAMO I.
Gráfico 4. Curvas de flujo TRAMO II.

cemento asfáltico virgen del mismo grado de consistencia que el elegido como inicial para el diseño.

Nos permitiremos un pequeño paréntesis para comentar una herramienta que constituye un recurso muy valioso para la etapa de diseño de una mezcla reciclada, dado que nos permitirá reducir el número de evaluaciones en el proceso iterativo tendiente a encontrar la solución que optimice todo el sistema; es decir el porcentaje máximo de RAP que nos permita lograr, en función del estado del asfalto recuperado y del tipo de asfalto virgen, la viscosidad resultante deseada para el proyecto en cuestión.

Se trata de diferentes software comerciales que reemplazan el uso de los antiguos ábacos a la hora de inferir o predecir el valor de viscosidad que una mezcla presentará sabiendo las viscosidades de los componentes individuales y los porcentajes en los cuales cada uno de estos componentes interviene en la mezcla final. Al margen de aquello, conociendo las viscosidades de los componentes individuales y el valor de viscosidad deseado en la mezcla final, se pueden predecir los porcentajes de cada componente a incorporar de manera de lograr la viscosidad final deseada.

Analizando los valores de las tablas 5 y 6, y empleando la herramienta anterior, habríamos arribado a viscosidades resultantes para el caso del 10% de RAP de 2.147 dPa*seg y 2.044 dPa*seg para los tramos I y II respectivamente. Recordemos que los valores obtenidos de las curvas de flujo fueron de 2.190 dPa*seg y 2.111 dPa*seg para los tramos I y II, respectivamente.

Si bien es claro que los valores finales siempre deben ser los obtenidos de las mediciones pertinentes, esta herramienta nos permite lograr una referencia que posteriormente nos facilite disminuir los ensayos a realizar, dejando la parte experimental para la etapa de validación final.

Decíamos anteriormente que por el peso destacado que las propiedades del asfalto virgen poseen sobre las propiedades del asfalto de aporte del RAP, porcentajes de RAP de hasta el 10% no poseen influencia alguna en el comportamiento del asfalto virgen que se considere independientemente del estado del asfalto proveniente del RAP.

En efecto, utilizando un software del estilo de los mencionados anteriormente, suponiendo un cemento asfáltico de RAP con una viscosidad del doble que la de nuestro caso (es decir del orden de los 50.000 dPa*seg) la viscosidad del ligante resultante al emplear un 10% de RAP sería de 2.214 dPa*seg respecto de los 2.190 dPa*seg que obtuvimos con una viscosidad del ligante del RAP del orden de los 27.000 dPa*seg.



Gráficos 5 y 6. Variación de la viscosidad resultante a 60 °C con el % de RAP.

4.3.- ANALISIS MOLECULAR.

4.3.1. CROMATOGRAFÍA POR PERMEACIÓN DE GELES

La cromatografía por permeación de geles (GPC) es una técnica analítica mediante la cual los componentes de una muestra son separados en un sistema polifásico sólido-líquido y eluyen en orden decreciente de tamaño molecular (su volumen hidrodinámico). La capacidad y rango de resolución de cada sistema cromatográfico depende del tamaño de poro de la fase fija (estacionaria), solvente utilizado (fase móvil) y temperatura de trabajo. Todas estas condiciones deben asegurar la ausencia total de efectos secundarios como adsorción o partición del soluto entre las fases móvil y estacionaria, de manera tal que el único mecanismo de separación sea el de permeación (tipo entrópico). El registro gráfico de esta separación se conoce como perfil cromatográfico o elugrama. Dicha metodología ha sido aplicada al análisis del envejecimiento de asfaltos y asfaltos modificados [5].

En nuestro trabajo hemos seleccionado las siguientes condiciones experimentales:

Cromatografía por exclusión molecular: La misma se realizó con equipo constituido por una bomba isocrática LKB, un detector Shimadzu de longitud de onda variable (se utilizó $\lambda = 254 \text{ nm}$) y un sistema de 3 columnas m-styragel: 100-500-104 Å. Como solvente se utilizó tetrahidrofurano (Carlo Erba, para HPLC) a una velocidad de flujo de 0,5 ml/min a temperatura ambiente.

El perfil cromatográfico (elugrama) del asfalto exhibe una distribución bimodal, gráfico 7, en la cual hemos designado F1 y F2 a sus fracciones componentes. El contenido de cada fracción, expresado en forma porcentual, se obtuvo por normalización del área de cada elugrama.

El gráfico 8 presenta los perfiles cromatográficos de 3 de las muestras analizadas empleando el asfalto recuperado del TRAMO I. Reflejan una respuesta similar las muestras del TRAMO II.

Se observa una importante diferencia en el pico que aparece centrado a un volumen de elución de 25 ml (F2), correspondiente a las fracciones de menores tamaños moleculares y menos asociadas. Tanto el asfalto virgen como la mezcla que contiene 10% de RAP I son muy similares. Hay un menor contenido de

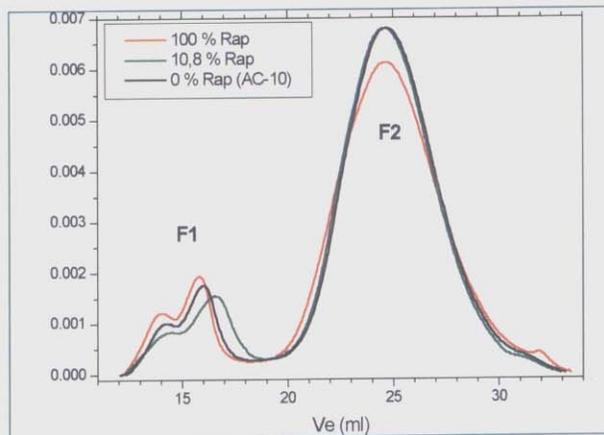


Gráfico 7. Perfil cromatográfico GPC del asfalto antes y después del mezclado con el asfalto virgen.

esta fracción en el asfalto que contiene 100% de RAP I, que además presenta un mayor porcentaje de la fracción que incluye las especies de mayor tamaño molecular y más asociadas (cuyo volumen de elusión promedio aparece alrededor de los 15 ml).

Esto indicaría que durante el transcurso de su vida útil ha sufrido procesos de envejecimiento que transforman parte de los componentes más livianos y no polares en especies más oxidadas que contribuyen a la fracción F1.

4.3.2. ESPECTROSCOPIA INFRARROJA

El análisis por espectroscopia infrarroja FTIR se basa en la interacción de las moléculas con la energía electromagnética correspondiente a la zona del espectro electromagnético comprendida entre 2,5 10⁻³ y 2,5 10⁻⁴ cm (expresado como longitud de onda) o 4000 a 400 cm⁻¹ (como número de onda, que es lo más usado). Un espectro IR es el registro gráfico de los movimientos moleculares (estiramiento y deformación) correspondientes a todos los tipos de enlace

presentes en una molécula. Dicho espectro permite identificar los grupos funcionales y, bajo ciertas condiciones, identificar el compuesto que le dio origen. El registro se realiza sobre un film capilar obtenido por "casting" de una solución sobre ventanas de CINA.

Se utilizó un equipo EZ Omnic (TA Instrument) y las muestras se prepararon sobre pastillas de CINA.

El análisis de las muestras mediante FTIR pone en evidencia el aumento en el grado de oxidación de los asfaltos anteriores con el contenido de RAP.

En estos espectros se observan algunas diferencias respecto de señales características de los grupos carbonilo (>C=O), alrededor de 1720 cm⁻¹, que son indicativos del grado de oxidación del asfalto. Este pico no se observa en el espectro del asfalto virgen (AC-10) y es muy pequeño en el del asfalto que contiene 10 % de RAP I. Sin embargo es bastante importante en el correspondiente al 100% de RAP I. Con el fin de cuantificar estas

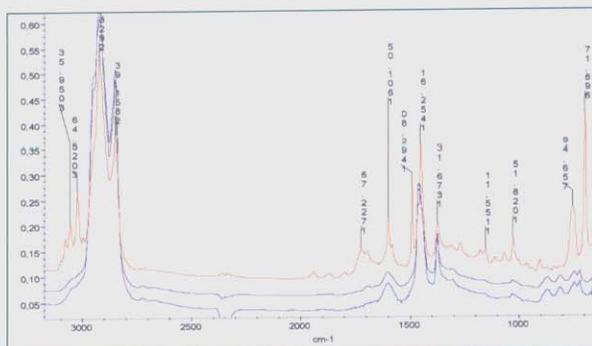


Gráfico 8. Espectros FTIR de los asfaltos AC-10 (azul), 10 % de RAP I (bordo) y 100% de RAP (rojo).

diferencias se determinó la relación entre las áreas correspondientes a la señal que aparece a 1720 respecto de la de 1452, asignada a los grupos metileno (-CH₂-). La tabla 7 presenta la información obtenida.

Asfalto	Relación C=O/CH ₂
A5 (AC-10)	0,009
A2 (10,8% RAP)	0,015
A1 (100% RAP)	0,521

Tabla 7. Relación de áreas C=O/CH₂

Se observa un aumento creciente de la relación C=O/CH₂ con el incremento del contenido de RAP. Estos resultados se correlacionan con lo observado mediante cromatografía de exclusión molecular y con la obtenida en la etapa de evaluación reológica.

5- CONCLUSIÓN

Remarcábamos inicialmente la importancia creciente que el reciclado de las estructuras viales tendrá en un futuro cercano, no solo en nuestro país sino también en el mundo. Este panorama se apoya fundamentalmente en la razón de que los materiales utilizados para la industria vial son recursos no renovables en la naturaleza; simultáneamente los volúmenes de los recursos que entran en juego son realmente importantes y su movilización esta asociada a costos muy significativos que el reciclado de ellos permite reducir sustancialmente.

El reciclado de los materiales viales afortunadamente no es un tema nuevo, aunque todavía no se maneja en los volúmenes que la realidad ambiental y económica de nuestro planeta demanda. Desde un principio se asoció a las tareas de reciclado con una calidad marginal o de segundo plano respecto de las técnicas tradicionales, tal es así que se limitaba el empleo de carpetas recicladas solo para sub-bases y bases asfálticas.

Esta situación obedecía a varios factores dentro de los que se destacaban la falta de técnicas racionales de evaluación de los materiales constituyentes, las dificultades en las plantas de elaboración de mezclas asfálticas de incorporar el material a reciclar, y fundamentalmente, el común denominador de las técnicas de reciclado en general: la heterogeneidad intrínseca del proceso.

Actualmente muchos han sido los avances en los aspectos anteriores y nos encontramos capacitados para realizar el reciclado de los materiales viales de una manera racional y controlada que nos permita lograr comportamientos muy similares a los correspondientes para las mezclas asfálticas tradicionales.

En particular este trabajo abordó a partir de dos enfoques racionales el

reciclado del ligante bituminoso, que sin desmerecer a los demás aspectos que entran juego, es el más importante de todo el proceso; considerando que el cemento asfáltico es el insumo de las mezclas asfálticas que mayores transformaciones verifica conforme aumenta el período de servicio.

No solo desde el punto de vista del comportamiento reológico de los cementos asfálticos sino también desde su análisis molecular se demostró el gran peso que los asfaltos vírgenes poseen sobre los asfaltos provenientes del RAP.

El análisis molecular permitió a partir de la cromatografía, observar pequeñas diferencias en los tamaños moleculares, respecto del asfalto virgen, para mezclas del orden del 10% de RAP. Esto justifica la poca relevancia en el comportamiento reológico del ligante resultante.

También la espectroscopia infrarroja ha permitido ver el incremento de los grupos indicativos del grado de oxidación: grupos carbonilos. Estos tienden a ser insignificantes para contenidos de RAP en la mezcla reciclada del orden del 10%.

Tan importante es la influencia del asfalto virgen, que empleando porcentajes de RAP del orden del 10%, se puede considerar que las propiedades y características del asfalto resultante serán las mismas que las del asfalto virgen estudiado, casi independientemente del estado del asfalto aportado por el RAP de turno.

Tomando como referencia las consideraciones anteriores no tendría mayor sentido limitar el uso de los materiales reciclados solo a capas de bases, sino que se lo podría emplear en carpetas de rodamiento; siempre y cuando el diseño y la elaboración se realice de una manera controlada.

Para la utilización de porcentajes de RAP entre el 10% y el 20% bastaría con utilizar un asfalto virgen de un grado menor de viscosidad al proyectado para la nueva mezcla asfáltica y con ello se lograría un asfalto resultante según el proyecto. Sin embargo, es de considerar que se debe verificar en forma sistemática la viscosidad

resultante una vez elaborada la mezcla asfáltica en planta.

Para la utilización de porcentajes de RAP superiores al 20% se debe realizar un estudio más minucioso sobre el proyecto de la mezcla a reciclar.

La utilización de software, en lugar de los antiguos ábacos, para calcular las viscosidades resultantes, introduciendo los datos de viscosidades del RAP, del asfalto virgen y los porcentajes intervinientes, permitió tener una herramienta muy útil para los estudios iniciales de la mezcla a reciclar.

Con estas consideraciones finales se pretende, en base a los estudios realizados, incentivar el uso masivo de un material de gran valor y lograr una disminución en los costos de las obras viales.

6- BIBLIOGRAFÍA

[1] LESUEUR, D., GERARD, JF., CLAUDY,P., LETOFFE, JM., PLANCHE, JP.,MARTIN, D. A structure-related model to describe asphalt linear viscoelasticity. Journal of Rheology, 40, 813-836, 1996.

[2] LESUEUR, D. La Rheologie des Bitumes: Principes et Modification. Rheologie, 2, 1-30, 2002.

[3] RULE, B., RAMOND, G., SUCH, C. Relations composition-structure-proprietes des

bitumes routiers. Etat des recherches au LCPC BL 148; Art 3179, 1987.

[4] STORM, DA., SHEU, EY., BARRESI, RJ., DETAR, MM. Colloidal properties of asphaltenes in vacuum residue. Proc. Chemistry of Bitumen, 2, 813-841, 1991.

[5] M. S Cortizo, D.O. Larsen , H. Bianchetto, J. L. Alessandrini " Effect of the Thermal degradation of SBS Copolymers During the ageing of modified asphalts" Journal Polymer Degradation and Estability Año 2004, Vol 86(2) 275-282.

OTRA BIBLIOGRAFÍA

- Jennings, P.W.: "Advanced High Performance Gel Permaton Chromatography Methodology". SHRP-A-630 (1993)

- Robertson, R.E.: "Chemical Properties of Asphalts and Their Relationship to Pavement Performance". SHRP-A/UWP-91-510 (1991)

- Rebecca McDaniel and Michael Anderson. "Report NCHRP 452.-2001."



Calibración a condiciones locales en Argentina de la guía empírico - mecanicista para el diseño de pavimentos rígidos

Msc. Ing. Oscar Víctor Cordo
Dr. Ing. Marcelo Gastón Bustos
Msc. Ing. Pablo Girardi Mancini
Ing. Miguel Oscar Pereyra

El siguiente trabajo obtuvo el segundo premio otorgado por la Comisión Organizadora del XV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito

RESUMEN

La Guía Empírico-Mecanicista de Diseño de Pavimentos (MEPDG en inglés) es uno de los más recientes desarrollos en diseño de pavimentos, basado en resultados del proyecto de investigación norteamericano NCHRP 1-37A. En este artículo se describe una metodología elaborada para ajustar y calibrar los modelos de deterioro del MEPDG para condiciones locales en Argentina, para ser usadas posteriormente en el diseño de pavimentos rígidos.

Dentro del estudio llevado a cabo por investigadores de la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña de la Universidad Nacional de San Juan, se seleccionaron tramos específicos con pavimento de hormigón, ubicados en diferentes sitios dentro de la zona centro - norte del país. Con la información climática provista por el Servicio Meteorológico Nacional se desarrollaron archivos climáticos compatibles con el programa computacional. Los datos sobre estructura del pavimento, tránsito, y rugosidad IRI fueron suministrados por la Dirección Nacional de Vialidad, vialidades provinciales u otros organismos.

Se realizaron asimismo campañas para inspeccionar los tramos y se recopilaron datos de deterioro, con los cuales se confeccionó una base de datos para todos los pavimentos estudiados. Se procesó toda la información utilizando el software MEPDG y se determinaron los coeficientes

de calibración para los distintos modelos incorporados para la predicción de indicadores de comportamiento de pavimentos rígidos.

Finalmente, se presentan las principales conclusiones emanadas del estudio, y se sugieren recomendaciones para un uso más confiable del MEPDG para diseño estructural de pavimentos rígidos bajo diferentes condiciones en Argentina, con la correspondiente evaluación de las ventajas y limitaciones del procedimiento aplicado.

1. INTRODUCCIÓN

Durante las últimas décadas, la metodología de diseño para pavimentos rígidos se ha basado ya sea en criterios netamente empíricos, cuyo ejemplo más conocido es la Guía AASHTO '93, o bien en conceptos mecanicistas como los métodos desarrollados por la Portland Cement Association (Packard, 1984). A mediados de la década del '90 se introdujeron conceptos mecanicistas en la Guía de Diseño AASHTO y así surgió en 1998 una adenda a la Guía de 1993 titulada "1998 Supplement for Rigid Pavement Design".

La Guía de Diseño Empírico-Mecanicista de Pavimentos (Mechanistic-Empirical



Figura 1. Procedimiento de diseño propuesta por la Guía MEPDG

Pavement Design Guide, MEPDG) (NCHRP, 2004), que combina el análisis mecanicista de los pavimentos con la verificación empírica del comportamiento a través de la predicción de determinados tipos de deterioro, fue desarrollada en base a la gran cantidad de datos recolectados en EE.UU. durante el desarrollo del programa denominado "Long-Term Pavement Performance", más conocido por su sigla LTPP (SHRP, 1993). Estos datos permitieron ajustar los modelos empíricos de deterioro de pavimentos y conocer más profundamente el comportamiento estructural y funcional de estos últimos.

El procedimiento de diseño MEPDG, en términos generales, consiste en adoptar inicialmente una serie de parámetros estructurales para el pavimento (número y tipo de capas, indicadores de resistencia de las mismas, características de la subrasante, etc.), y establecer las condiciones de tránsito y de clima a las que se estima que se verá sometido a lo largo del período de diseño.

En base a esta información, el programa elabora la predicción de la evolución de determinados indicadores de deterioro a lo largo del período de diseño, los cuales no deberían superar valores umbrales de deterioro previamente establecidos por el diseñador, bajo una cierta confiabilidad también predefinida por dicho usuario. Si no se cumplen estas premisas, o si se cumplen muy holgadamente, el diseñador puede ir modificando en forma iterativa los parámetros estructurales adoptados para el diseño, hasta arribar a una solución satisfactoria. En la Fig. 1 se muestra una gráfica conceptual del procedimiento global adoptado por la Guía MEPDG para el diseño de pavimentos, aplicado en este caso al diseño estructural de pavimentos de hormigón, y en la Fig. 2 se muestra la pantalla principal del software MEPDG a través del cual se aplica el procedimiento de diseño.

2. OBJETIVOS DEL ARTÍCULO

El procedimiento de diseño establecido por la Guía MEPDG puede usarse bajo condiciones muy diversas, pero para utilizarla en otro país diferente a EE.UU. o Canadá, deben hacerse ajustes previos para reflejar las condiciones locales. Este artículo trata sobre el ajuste y calibración de los modelos de deterioro MEPDG para diseño de pavimentos rígidos a las

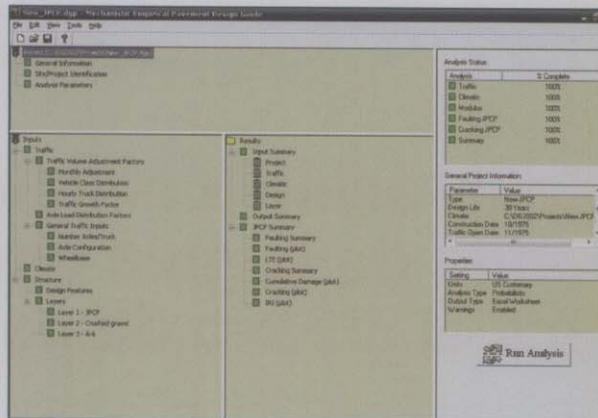


Figura 2. Pantalla principal del software MEPDG para el diseño de pavimentos

características propias de las rutas argentinas. Para ello se deben comparar los valores de deterioro predichos por el software MEPDG con los datos relevados en los pavimentos.

3. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

La metodología de investigación utilizada para ejecutar este trabajo, aplicada dentro del proyecto de investigación "Estudio y Adaptación a Condiciones Locales del Método NCHRP 1-37A para Diseño de Pavimentos Rígidos", desarrollado por la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña de la Universidad Nacional de San Juan, posee los siguientes pasos:

- En la parte inicial del proyecto se realizó un estudio exhaustivo de los modelos de deterioro de pavimentos incorporados dentro de la Guía MEPDG.
- Se seleccionaron secciones de pavimentos rígidos ubicadas en diferentes regiones del país, para tener en cuenta distintos rangos de cargas, edad del pavimento y condiciones climáticas dentro del análisis. Los pavimentos construidos luego de 1997 reflejan las nuevas metodologías de construcción (mediante encofrados deslizantes) que se están aplicando en Argentina desde la última década.
- Se actualizó y mejoró un procedimiento específico de recolección de información sobre deterioro de pavimentos, basado en conceptos de muestreo estadístico, que ya había sido utilizado en la calibración de los modelos HDM-4 a condiciones locales (Bustos et al., 2006). Los datos de deterioro representativos de cada sección estudiada fueron recopilados muestreando aproximadamente un 15% de

losas por km. También se usó dentro de este trabajo buena parte de la información de deterioro recolectada durante la calibración de los modelos del HDM-4.

• Diversos organismos viales (Vialidad Nacional y vialidades provinciales) y el Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA) suministraron información referente a la estructura del pavimento, volumen de tránsito y rugosidad medida mediante el parámetro IRI (Índice de Rugosidad Internacional). La información climática fue suministrada por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN). Se procesó toda esta información, que se usó como datos de entrada para el software MEPDG.

• Usando dicho software con los factores de calibración por defecto, se calcularon los valores predichos de escalonamiento en juntas transversales, agrietamiento transversal de losas por fatiga, e IRI. Estos valores se compararon con los datos relevados en campaña, modificando los coeficientes de calibración hasta lograr la equivalencia entre deterioros predichos y observados, para cada pavimento.

• Se analizaron los resultados obtenidos, evaluando posibles tendencias de correlación entre los factores de calibración y algunas variables independientes.

4. DATOS USADOS PARA CALIBRACIÓN

Para desarrollar esta metodología fue necesario disponer de una gran cantidad de información. La selección de tramos de pavimentos rígidos se realizó con el propósito de abarcar un amplio rango de condiciones climáticas, desde el frío seco de los Andes hasta el clima templado húmedo de llanura. Las secciones analizadas se

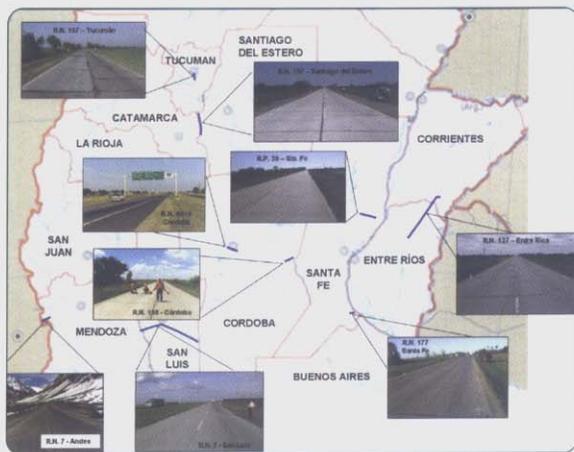


Figura 3. Ubicación geográfica de las secciones de pavimentos rígidos analizadas

ubicar en la parte central de la República Argentina. Solamente se analizaron pavimentos de hormigón simple con juntas. La Figura 3 muestra la ubicación aproximada de cada sección en un mapa.

Los datos referentes a escalonamiento de juntas transversales, deterioro en juntas y fisuración de losas, se obtuvieron mediante inspección visual en campaña. La DNV y el ICPA suministraron datos de IRI. Se recopiló también información referente a cargas de tránsito, condiciones climáticas, propiedades de subrasante y materiales estructurales.

4.1 Datos de Tránsito

Los datos sobre volumen de tránsito, tales como tránsito medio diario anual (TMDA), composición y configuración de vehículos, fueron obtenidos de los censos de tránsito elaborados por la DNV. Las tasas de crecimiento de tránsito se obtuvieron a partir de datos de TMDA disponibles desde 1991, por regresión exponencial. Se adoptó un espectro de cargas para vehículos pesados en base a información obtenida durante la ejecución de un proyecto de investigación llevado a cabo en Mendoza (De la Torre y González, 1994).

No fue factible conseguir información más reciente sobre espectros de carga reales, ya que si bien se disponía de datos sobre pesajes realizados en autopistas de Córdoba, dicha información sólo considera camiones con evidente exceso de carga. Por lo tanto, el uso de esta información sobredimensionaría los valores medios esperables de las cargas de los vehículos pesados, introduciendo sesgo en el espectro real de cargas que circulan por las

rutas argentinas. En consecuencia, dichos datos fueron descartados para el análisis.

La clasificación de los vehículos pesados argentinos fue revisada y adaptada para encuadrarla dentro de la configuración propuesta por la Federal Highway

Administration (FHWA), que es la utilizada en el software MEPDG. Como resultado, se obtuvo una distribución de ejes por camión adaptada a condiciones argentinas, ligeramente diferente a la propuesta por defecto en el software MEPDG. Los ejes cuádruples y los vehículos clase 13 (camión semirremolque con acoplado de 7 o más ejes) son muy raros en nuestras rutas, por lo tanto, no fueron tenidos en cuenta en este estudio. (Ver Tabla 1 y Figura 4).

La DNV proveyó datos sobre distribución horaria y mensual de tránsito en diversas estaciones ubicadas sobre las rutas analizadas o en las proximidades. El factor de distribución por trocha fue adoptado en base al número de trochas por dirección. Se consideró un 50% por trocha para casi todas las rutas, excepto para la A019, en Córdoba, y para la RN7, en San Luis, donde se tomó un factor del 45% para la trocha externa, al tratarse de autopistas.

4.2 Condiciones Climáticas

Vehic.	FHWA	D.N.V. Argentina
1	Motocicletas	Motocicletas
2	Automóviles	Automóviles
3	Dos ejes, cuatro ruedas	Camionetas
4	Omnibus	Omnibus
5	Camión simple, dos ejes, seis ruedas	Camión 1-1
6	Camión simple, tres ejes	Camión 1-2
7	Camión simple, cuatro o más ejes	1-3
8	Semirremolque, cuatro o menos ejes	1-1-1, 1-1-2, 1-2-1
9	Semirremolque, cinco ejes	1-2-2, 1-1-3
10	Semirremolque, seis o más ejes	1-2-3, 1-3-3
11	Camión o semi c/acoplado, 5 o menos ejes	1-1-1-1-1, 1-1-1-2, 1-2-1-1, 1-1-1-1
12	Camión o semi con acoplado, seis ejes	1-1-2-1-1, 1-2-1-2, 1-1-1-3
13	Camión o semi con acoplado, 7 o más ejes	1-2-2-1-1, 1-1-2-1-2, 1-2-2-1-2

Tabla 1. Equivalencia asumida entre categorías FHWA de vehículos y clasificación de DNV

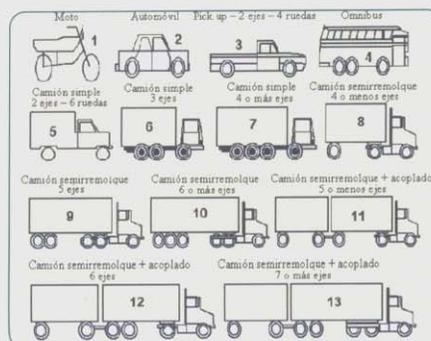


Figura 4. Clasificación de vehículos según la FHWA

La Guía MEPDG necesita una gran cantidad de datos en base horaria, tales como temperatura, lluvia, velocidad del viento, porcentaje de cielo despejado, etc. Buena parte de esta información fue suministrada por el Servicio Meteorológico Nacional. Los datos fueron organizados en archivos con extensión *.icm, en una forma tal que pudieran ser leídos por el software MEPDG. La Figura 5 presenta el tipo de formato que poseen estos archivos, y la clase de información que contienen.

Otros datos, como hora de salida y puesta del sol, y radiación solar neta, fueron estimados a partir de archivos climáticos originales del software, eligiendo un punto ubicado en el Hemisferio Norte, pero a la misma latitud, longitud y altura sobre el nivel del mar que el sitio a analizar en Argentina. Los resultados debieron ser desfasados 6 meses para hacerlos

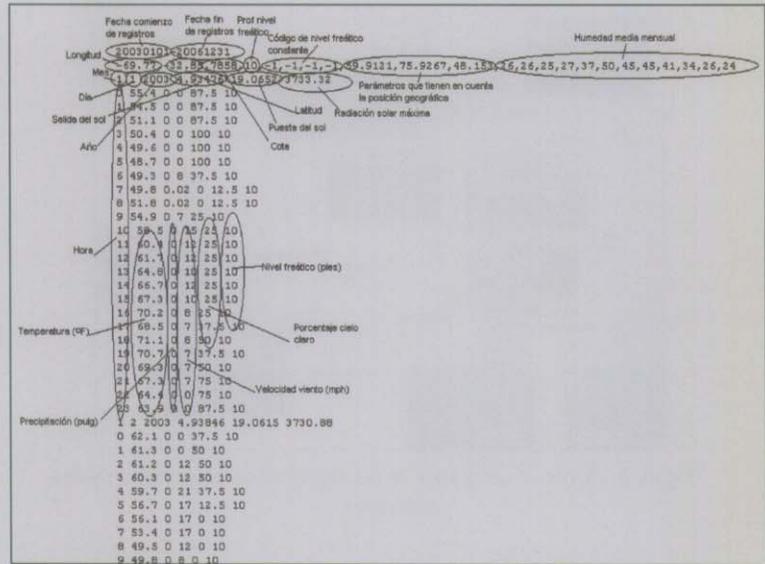


Figura 5. Formato general de los archivos climáticos de la Guía MEPDG

	Sección	Características de tránsito				Información climática									
						Sitio para datos climáticos	Altura media (m)	Temperatura media anual	Precipitación media anual (mm)	Nivel freático (m)	Índice de Thornthwaite				
NA019	Córdoba	Fábrica Fiat-Km 20	15,00	20,00	1975	2001	1581	358	10	Córdoba	387	17,3	869,9	3,00	13,3
IN 158	Córdoba	Quebracho Herrado-Cobriá Prosperidad	22,21	33,90	1975	2001	634	280	4,3	San Francisco	119	17,7	997,8	3,00	23,5
RN7	Mendoza	Punta de Vacas-Co. Ardito+1 Km	1205,07	1210,00	1980	2001	322	248	8	Punta de Vacas	2395	8,0	280,0	3,00	-11,0
		Co. Ardito+1 Km- Penitentes+1 Km	1210,00	1216,00						Puente de Ica	2720	6,9	320,0	3	-1,5
		Penitentes+1 Km-A° La Salada	1216,00	1226,00						Las Cuevas	3151	3,9	365,7	3,00	27,4
		A° La Salada-Frontera	1226,00	1237,00											
RN127	Entre Ríos	Federal-Miñones (Sección I)	201,00	237,00	1997	2007	200	114	27	Concordia	34	18,9	1308,0	1	54,6
		Miñones-La Hema (Sección I)	237,00	266,00											
		La Hema-San Jaime (Sección II)	266,00	282,00											
		San Jaime-Cuatro Bocas (Sección IV)	282,00	332,00											
RN177	Santa Fe	RP21-RN9	0,00	7,82	1965	2007	180	30	8,5	Rosaño	25	17,3	933,2	3,00	17,9
RP39	Santa Fe	San Javier-A° Salado-Arriero	0,00	37,00	1999	2007	277	61	8,8	San Javier	25	19,1	1252,9	1,00	46
RN7	San Luis	Lte Córdoba/San Luis-RN8	653,94	692,71	2003	2007	2450	1472	5,2	Villa Reynolds	483	15,6	687,0	3,00	-2,5
		RN8-RN148(Derecha)	692,71	694,68	2003	2007	2600	1495	6,5						
		RN148(Derecha)-RN148(izquierda)	694,68	695,69	2003	2007	4650	2846	9,3						
		RN148(izquierda)-Fraga	695,69	730,82	2003	2007	4300	2423	9,6						
		Fraga-RN147	730,82	783,72	2003	2007	4850	2962	6,3						
		RN146-Balde	788,79	815,74	2003	2007	2950	2171	3,6						
		Balde-Lte San Luis/Mendoza	815,74	865,52	2003	2007	2400	1609	16						
RN157	Santiago del Estero	Fritas-Lavalle	1046,12	1095,14	1980	2007	163	78	11	Fritas	333	20,5	525,7	3,00	-25,6
RN157	Tucumán	Circunvalación SM de Tucumán-Bella Vista	1234,97	1250,25	1951	2007	1705	201	0,4	SM de Tucumán	447	19,3	966,3	3,00	20,1

Tabla 2. Información sobre ubicación, tránsito y clima para cada sección estudiada

compatibles con el Hemisferio Sur. Se estimó asimismo que la profundidad media del nivel freático era de aproximadamente 3 m para casi todos los casos, excepto para la RN 127 en Entre Ríos y Corrientes, y para la RP 39 en Santa Fe, donde se adoptó un nivel freático a 1 m de profundidad. Se tomó esta decisión ya que buena parte de estas rutas están ubicadas en lugares muy húmedos e incluso pantanosos en determinados sectores puntuales.

La diferencia de temperatura efectiva por alabeo permanente es un valor que tiene en cuenta las condiciones climáticas y de curado del hormigón durante la

Ruta	Provincia	Sección	Fc (kPa)	Ec (kPa)	MR (kPa)	Fuente	
							(A 28 días)
RN019	Córdoba	Fábrica Fiat-Km 20	1975	N/A	27862393	4366	Ensayos FWD
RN 158	Córdoba	Quebracho Herrado-Cobriá Prosperidad	1975	N/A	32316982	5064	Ensayos FWD
RN7	Mendoza	Punta de Vacas-Co. Ardito+1 Km	1980	N/A	25192050	3948	Ensayos FWD
		Co. Ardito+1 Km- Penitentes+1 Km	1980	N/A	28904596	4374	Ensayos FWD
		Penitentes+1 Km-A° La Salada	1980	N/A	28804596	4514	Ensayos FWD
		A° La Salada-Frontera ArgentinaChile	1980	N/A	28506887	4624	Ensayos FWD
RN127	Entre Ríos	Federal-Miñones (Sección I)	1997	36650	33636000	4780	ICPA
		Miñones-La Hema (Sección I)	1997	40670	35431400	5040	ICPA
		La Hema-San Jaime (Sección II)	1997	36300	34828600	4950	ICPA
		San Jaime-Cuatro Bocas (Sección IV)	1997	48250	33543800	4775	ICPA
RN177	Santa Fe	RP21-RN9	1965	N/A	26689910	4685	Valor por defecto
RP39	Santa Fe	San Javier-A° Salado-Arriero	1999	31670	28360000	4440	ICPA
RN7	San Luis	Lte Córdoba/Lte San Luis	2003	N/A	29898910	4685	Valor por defecto
RN157	Santiago del Estero	Fritas-Lavalle	1980	N/A	29898910	4685	Valor por defecto
RN157	Tucumán	Circunvalación SM de Tucumán-Bella Vista	1951	N/A	29898910	4685	Valor por defecto

Tabla 3. Características de materiales para capas de base y sub-base

construcción del pavimento. Es función de las variaciones de temperatura y de humedad a través de la losa de hormigón y reviste suma importancia para modelar la fisuración por fatiga de las losas. El valor por defecto en el software MEPDG es de -10 °F (-5,5 °C). En otros lugares debe ser estimado mediante calibración local. En este estudio, el valor por defecto sólo fue usado para regiones húmedas (Índice de Humedad de Thornthwaite IHT > 30). Para regiones secas (IHT < 0), el valor adoptado de diferencia de temperatura efectiva por alabeo permanente fue de -20 °F (11,1 °C) y para regiones sub-húmedas (0 < IHT < 30), se adoptó un valor de -15 °F (-8,3 °C). En la Tabla 2 se detalla, para cada sección estudiada, información sobre ubicación, datos de tránsito y datos climáticos.

4.3 Propiedades Estructurales de Subrasante y Capas de Pavimentos

En este trabajo se usaron dos fuentes de información referentes a propiedades de subrasantes y capas de pavimento. Para algunas rutas (A019 y RN 158 en Córdoba, y RN 7 en Mendoza), se usaron los datos obtenidos mediante ensayos no destructivos con FWD, ejecutados durante 2001 en el marco de otro trabajo de investigación (EICAM, 2003). Los parámetros calculados por retroanálisis haciendo uso de la metodología AASHTO '93 fueron: módulo elástico del hormigón E_c , módulo de rotura del hormigón MR y módulo de reacción de subrasante k .

Para las otras rutas, los parámetros estructurales de la subrasante y capas de pavimento fueron obtenidos a partir de información brindada por la DNV, vialidades provinciales, o desde referencias bibliográficas. Se usaron ecuaciones de correlación para estimar los parámetros estructurales requeridos por el software. En algunos casos específicos, cuando no había datos disponibles, se usaron valores por defecto sugeridos por la Guía MEPDG. Las propiedades de la base y subbase fueron obtenidas a partir de información dada por la DNV o vialidades provinciales. En la tabla 3 se muestran los datos adoptados sobre propiedades de las losas de hormigón y de las capas de base y sub-base, respectivamente.

4.4 Recolección de Datos de Deterioros

A través de sucesivas campañas, se relevaron deterioros tales como

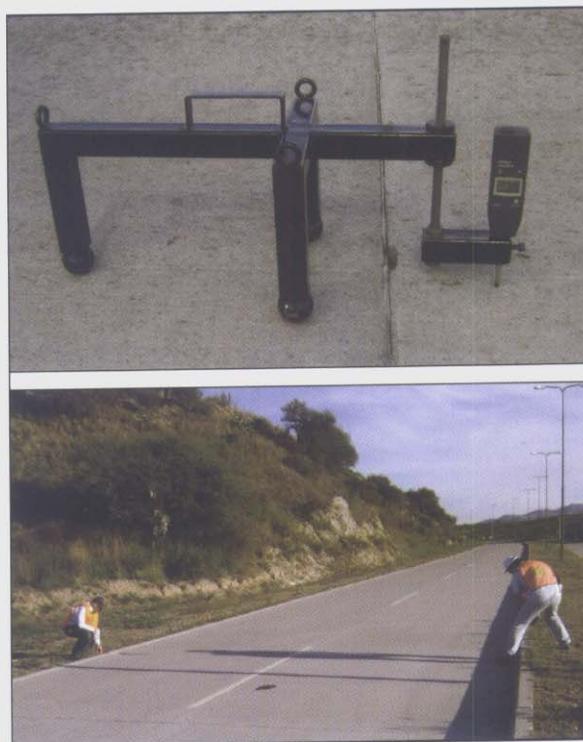


Figura 6. Escalonímetro utilizado y relevamiento de deterioros en campaña

$$Fault_m = \sum_{i=1}^m \Delta Fault_i \quad (1)$$

$$\Delta Fault_i = C_{34} (FAULTMAX_{i-1} - Fault_{i-1})^2 DE_i$$

(2)

$$FAULTMAX_i = FAULTMAX_0 + C_7 \sum_{j=1}^m DE_j \log(t + C_5 \cdot 5.0^{EROD})^{C_6} \quad (3)$$

$$FAULTMAX_0 = C_{12} \delta_{curling} \left[\log(t + C_5 \cdot 5.0^{EROD}) \log\left(\frac{P_{200} WetDays}{P_s}\right) \right]^{C_6} \quad (4)$$

$$C_{12} = C_1 + (C_2 FR^{0.25}) \quad (5)$$

$$C_{34} = C_3 + (C_4 FR^{0.25}) \quad (6)$$

Donde:

$Fault_m$ = escalonamiento medio al final del mes "m" (pulg)

$\Delta Fault_i$ = incremento de escalonamiento en juntas durante el mes "i" (pulg)

$FAULTMAX_i$ = escalonamiento máximo medio para el mes "i" (pulg)

$FAULTMAX_0$ = escalonamiento inicial máximo medio (pulg)

DE_i = energía de deformación en esquina de losa acumulada en el mes "i"

$EROD$ = factor que representa la erosionabilidad de la subbase, adopta valores entre 1 (extremadamente resistente) y 5 (muy erosionable)

$\delta_{curling}$ = deformación media mensual máxima en esquina (hacia arriba) debida a alabeo térmico y secado (pulg)

P_{200} = % que pasa el tamiz N°200 del material de subrasante

$WetDays$ = días en el año en que la subbase se encuentra saturada

P_s = tapada sobre subrasante (lbs)

Los valores por defecto de los coeficientes de calibración son:

$$C_1 = 1,0184; C_2 = 0,9166; C_3 = 0,002185; C_4 = 0,000884; C_5 = 250; C_6 = 0,40; C_7 = 1,83312.$$

escalonamiento y deterioro en juntas y fisuración de losas. El escalonamiento se registró mediante un escalonímetro, en tanto que los otros tipos de deterioro fueron relevados en planillas mediante inspección visual (Fig. 6), siguiendo las directivas indicadas en el Manual de Identificación de Deterioros del LTPP (SHRP, 1993). En cada sección analizada se registró la temperatura ambiente. Los datos de IRI fueron suministrados por la DNV e ICPA. Luego se procesó y revisó toda la información para ser introducida en el software MEPDG.

5. PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN PARA CADA MODELO DE DETERIORO

Contando con la información requerida, se procedió posteriormente a calibrar los modelos de deterioro MEPDG, tal como se describe en las siguientes secciones.

5.1 Modelo de Escalonamiento de Juntas Transversales

El escalonamiento de juntas transversales se determina mediante una aproximación incremental. Este deterioro comienza cuando el pavimento se habilita al tránsito y su evolución a lo largo del tiempo se determina mes a mes. A tal efecto, se usan las siguientes ecuaciones (NCHRP, 2004):

En las ecuaciones 1 a 6, el usuario puede modificar los coeficientes C1 a C7. Se llevó a cabo un análisis de sensibilidad mediante el cual se determinó que el coeficiente de calibración que tiene más incidencia sobre el resultado final es el C6. Este coeficiente gobierna la erosionabilidad y la energía de deformación en la esquina de losa. La Fig. 7 muestra una gráfica ejemplificando la sensibilidad de la predicción del escalonamiento al variar el valor adoptado para C6, en un pavimento de hormigón con pasadores en juntas transversales, situado en una zona húmeda con congelamiento y suelo predominantemente fino. Puede verse que por encima del valor $C6 = 0.4$, el escalonamiento predicho comienza a crecer notablemente.

Para cada sección de estudio se calibraron los valores del coeficiente C6 utilizando el software MEPDG, variando dicho coeficiente hasta lograr la coincidencia entre los valores de escalonamiento predicho y observado. El factor EROD se seleccionó para cada

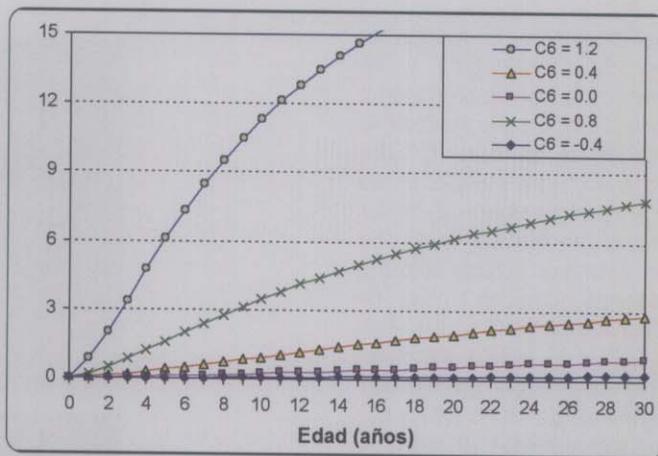


Figura 7. Análisis de sensibilidad del escalonamiento predicho (confiabilidad 50%), respecto a variaciones en el valor del coeficiente de calibración C6



Figura 8. a) Bombeo en una fisura transversal de alta severidad, con eyección de material líquido. b) Sello deteriorado y elevado escalonamiento en una junta transversal

ID	Sección	L	W	T	S	C	Calibración del modelo de escalonamiento			Calibración del modelo de fisuración					
							1	2	3	1	2	3			
A019	Fábica Fiat/In 20	21	4.5	A-4	870	13.3	1	1.96	0.27	-15	5.0	2.28	35.0	0.00	4.25
RN158	Q. Hemdo - C. Prospesidad	20	5	A-6	986	23.5	4	1.87	0.33	-15	11.2	2.08	28.0	0.00	4.63
RN7	Punta de Vacas - Cervo Andino 1 Km	20	4	A-1b	380	-11.0	4	1.78	0.11	-20	13.2	2.22	23.8	0.06	4.25
	Co. Andino 1 Km - Pasteros 1 Km	20	4	A-1b	320	-1.5	4	1.51	0.03	-20	15.0	2.04	40.0	0.08	4.14
	Pasteros 1 Km - Arroyo La Solada	20	4	A-1b	320	-1.5	4	1.88	0.02	-20	32.0	1.92	45.0	0.06	4.20
	A° La Solada - Frontes Argentina/Chile	20	4	A-1b	366	27.4	4	2.28	0.63	-15	12.5	1.73	93.3	0.21	5.08
RN127	Sección I	23	4.5	A-7b	1308	54.6	3	1.53	1.41	-10	6.7	1.97	8.0	0.00	3.28
	Sección II	22	4.5	A-7b	1308	54.6	5	4.02	1.46	-10	8.6	1.97	15.2	0.00	3.33
	Sección III	22	4.5	A-7b	1308	54.6	3	1.6	1.41	-10	5.0	1.63	11.4	0.00	2.73
	Sección IV	22	4.5	A-7b	1488	71.4	3	3.05	1.60	-10	11.4	1.65	22.9	0.00	2.58
RN177	RP21-RN6	18	3.5	A-7b	933	17.9	3	4.27	1.00	-15	11.4	1.85	65.7	0.00	4.79
RP58	San Javier - A° S. Arriaga	18	4.5	A-7b	1293	46.0	3	1.18	1.51	-10	6.1	2.16	15.4	0.00	2.51
RN7	Lis. Cba. RN6	21	4.5	A-4	697	-2.5	3	0.79	0.37	-20	0.7	2.59	1.4	0.00	2.00
	RN6 - Villa Mercedes	21	4.5	A-4	697	-2.5	3	1.23	0.49	-20	0.0	—	0.0	0.00	3.05
	V. Mercedes - RP55	21	4.5	A-4	697	-2.5	3	1.23	0.16	-20	0.0	—	0.0	0.00	2.90
	RP55 - Fraga	21	4.5	A-4	697	-2.5	3	1.02	0.17	-20	0.0	—	0.0	0.00	2.19
	Fraga - RN147	21	4.5	A-4	628	-12.7	3	1.32	0.22	-20	6.9	2.45	2.3	0.00	2.33
	RN147 - Balde	21	4.5	A-2.4	628	-12.7	3	1.62	0.51	-20	1.4	2.55	4.3	0.00	2.12
Balde - Lis. Mta	21	4.5	A-2.4	628	-12.7	3	1.53	0.57	-20	1.1	2.54	0.6	0.00	2.18	
RN157	Sgo. Estero	22	6	A-4	528	-25.8	3	1.92	0.82	-20	10.0	2.27	0.0	0.00	4.54
	Tucumán	19	6	A-6	986	20.1	5	4.76	0.89	-15	68.2	1.98	41.4	0.00	6.89

Tabla 4. Datos principales y resultados de calibración de los modelos de deterioro MEPDG para cada sección estudiada

sección de acuerdo al tipo de base, según se indica en el procedimiento establecido en la Guía MEPDG, ajustando el valor de acuerdo al comportamiento observado en el pavimento. Por ejemplo para la RN A019 en Córdoba, con una base granular tratada y un bajo nivel observado de deterioros, se adoptó un valor EROD = 1. Para la sección II de la RN 127, donde se observó bombeo de agua con material fino en suspensión, y altos niveles de escalonamiento, tal como ilustra la Figura 8, se adoptó un valor EROD = 5.

La Tabla 4 muestra, para cada sección, información general y los valores de los coeficientes C6 ya calibrados. El valor por defecto para C6 es 0,40, pero para la mayoría de las secciones se obtuvieron valores superiores finalmente. Los valores ajustados por tramo para C6 se graficaron en función de diversas variables independientes.

Se pudo observar una clara tendencia al graficar C6 en función del tipo de subrasante (granular o fina) y de la precipitación anual. Los valores más altos de C6 se obtienen para rutas ubicadas en los lugares más húmedos y con subrasante fina. Esto es razonable, puesto que en esta situación el riesgo de bombeo en juntas es mayor, con el consecuente incremento en el escalonamiento de las juntas. También hay otras variables que muestran una cierta correlación con C6, tales como la edad del pavimento y la longitud de las losas.

Con el propósito de verificar si era factible elaborar un modelo simplificado que permitiera reflejar dichas tendencias, y estimar de manera aproximada el valor a adoptar para el coeficiente C6 para diferentes condiciones, se realizó una serie de análisis de regresión lineal múltiple entre el coeficiente C6 y diversas variables. Se obtuvo finalmente la expresión que se muestra en la Ec. 7, que permite estimar C6 a partir de un conjunto de variables. Se indican entre paréntesis los valores estadísticos "t" obtenidos para cada parámetro de la regresión, mostrando que todos los parámetros estimados resultaron suficientemente significativos al 95% de confianza.

De acuerdo con los valores obtenidos para los coeficientes que indican la bondad de ajuste de la regresión, el modelo de la Ec. 7 presenta un muy buen ajuste ($R^2 = 0,91$ y $SEE = 0,16$), tal como puede apreciarse visualmente en la Fig. 9, donde

$$C_6 = -1,11326 + 0,00154 \ln(\text{PREC}) - 1,086 \text{ SUBR} + 0,8315 \text{ BASE SUBR} + 0,0189 \text{ LLOSA}^2 + 0,1775 \ln(\text{EDAD}) \quad (7)$$

(-5,46)
(11,23)
(-6,52)
(6,22)
(2,45)
(3,58)

Donde:

PREC = precipitación media anual, mm

SUBR = 1 para suelos finos (AASHTO A-4 en adelante); 0 en caso contrario

BASE = 0 para bases granulares; 1 para bases estabilizadas

LLOSA = longitud de losa (separación entre juntas transversales), en metros

EDAD = Edad del pavimento a la fecha de medición del deterioro, años

$R^2 = 0,91$; Error standard SEE = 0,16 ; n = 21

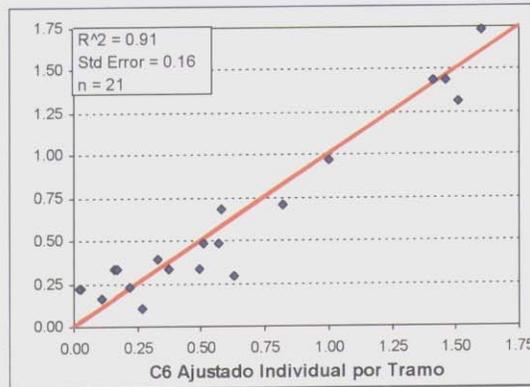


Figura 9. Valores Predichos con Ecuación 7 vs. Ajustados por Tramo para el Coeficiente C6

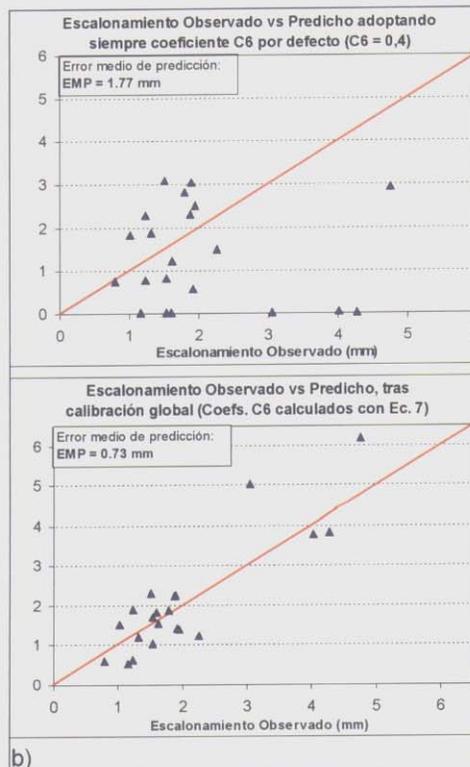


Figura 10. Dispersión del escalonamiento observado vs predicciones realizadas usando coeficiente C6 por defecto (10-a) y usando valores de C6 calculados con Ec. 7 (10-b)

se muestra la gráfica de valores de C6 estimados con Ec. 7 versus valores de C6 ajustados individualmente para cada tramo (es decir, los que aparecen en la Tabla 4).

La Ec. 7 muestra por un lado la clara correlación que existe entre el coeficiente C6 y dos parámetros como la lluvia y el tipo de suelo, que son ampliamente reconocidos como factores que afectan el escalonamiento. Pero también indica que la edad del pavimento y un incremento en la separación entre juntas transversales tienden a generar un aumento en la aparición de escalonamiento (expresado como un incremento en el valor de C6), lo cual está asimismo en consonancia con las principales referencias de estudios internacionales sobre este tema. Esto indicaría claramente que el modelo de escalonamiento, una vez ajustado para las condiciones argentinas, le asigna al tipo de subrasante, al nivel de precipitaciones, a la longitud de la losa y a la edad del pavimento una incidencia mayor a la que indica el modelo original sin ajustar (es decir, manteniendo constante el valor de C6 = 0,4 tal como se presenta por defecto).

Por consiguiente, la calibración efectuada permitiría mejorar sensiblemente el ajuste a las condiciones locales del modelo de escalonamiento, respecto de usar el modelo de escalonamiento original sin ajustar. Eso queda demostrado en las gráficas de la Figura 10, donde se observa en primer lugar la dispersión que existe entre los valores de escalonamiento predichos por el modelo sin calibrar (Fig. 10-a), y luego cómo se reduce dicha dispersión a menos de la mitad, al utilizar los valores de C6 predichos mediante la Ecuación 7 (Fig. 10-b).

Un aspecto adicional de la Ec. 7 es que la combinación de base estabilizada con subrasantes finas contribuiría a incrementar el valor de C6. No obstante, esto no debe interpretarse como una desventaja en el uso de bases estabilizadas respecto de las bases granulares, sino que en Argentina el uso de bases estabilizadas sobre suelos finos contribuyó a reducir el escalonamiento en proporción menor a lo que hubiera indicado el modelo de escalonamiento sin calibrar (con coeficiente C6 = 0,4 por defecto), siempre en base a los datos observados. En la práctica, esta situación refleja más bien la existencia de problemas constructivos en algunas secciones específicas, y en la medida que en futuros pavimentos este tipo de

$$CRK = \frac{C_3}{1 + C_4 \text{Damage}^{C_5}} \quad (8)$$

Donde:

CRK = porcentaje de losas fisuradas

Daño = n/N

n = número de repeticiones de cargas previstas

N = número admisible de cargas de igual magnitud y configuración para provocar la fisuración por fatiga de la losa de hormigón

C₃, C₄, C₅ = factores de calibración (Valores por defecto: C₃ = 100; C₄ = 1,0; C₅ = -2,0)

El valor de N se calcula con el modelo de fatiga indicado en ecuación 9:

$$\log N_{ijklmn} = C_1 \left(\frac{MR_i}{\sigma_{ijklmn}} \right)^{C_2} \quad (9)$$

Donde:

N_{ijklmn} = número admisible de pasadas de carga a la edad "i" (teniendo en cuenta cambios en MR, adherencia entre losa y base y deterioro de banquina), mes "j" (considerando cambios en el valor de k), tipo de eje "k", intervalo de cargas "l", diferencia de temperatura "m" y zona transitada por la rueda "n".

MR_i = módulo de rotura del hormigón a la edad i (en psi).

σ_{ijklmn} = tensión de trabajo del hormigón en condiciones i, j, k, l, m, n.

C₁, C₂ = factores de calibración (Valores por defecto: C₁ = 2,0; C₂ = 1,22).

problemas se vaya corrigiendo, dicha tendencia un tanto anómala debería ir desapareciendo.

La Ec. 7 podría utilizarse como una aproximación preliminar para estimar el valor del coeficiente C6 a utilizar en el diseño de un pavimento nuevo o rehabilitado, con una confiabilidad bastante aceptable en lo referente a la predicción del escalonamiento, según puede apreciarse en la Fig. 10. Al usar la Ec. 7 para estimar C6 en un pavimento nuevo, la variable

"Edad" debería adoptarse como la extensión del período de diseño (20 años o más).

Sin embargo, es necesario aclarar que dicha expresión no debería usarse fuera del rango de lluvias presentado en la Tabla 5 (280 a 1500 mm/año), puesto que no fue determinado para secciones de pavimentos ubicadas en regiones más secas o más húmedas que aquellas incluidas en el estudio.

5.2. Modelo de Fisuración Transversal

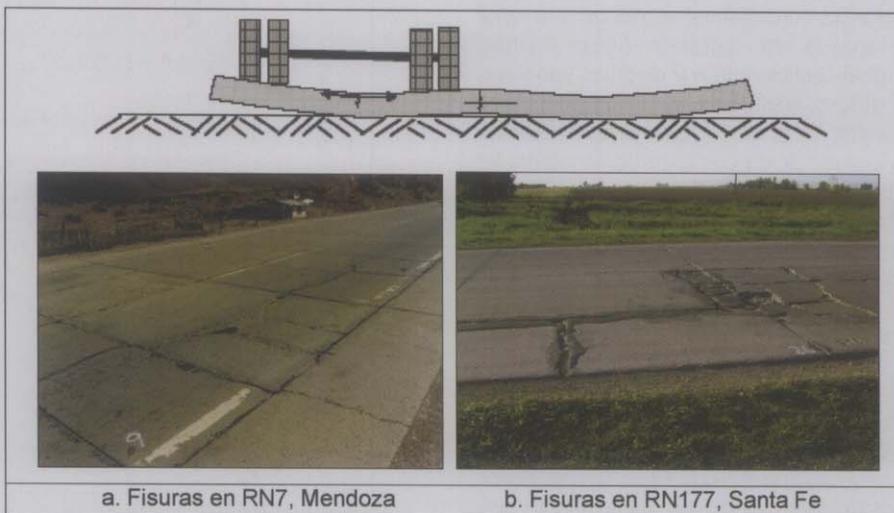


Figura 11. Fisuras longitudinales y transversales severas observadas en pavimentos viejos.

de Losas

En el software MEPDG, la fisuración de losas se modela como porcentaje de losas agrietadas (NCHRP2, 2004):

El modelo es muy complejo y no puede ser fácilmente reproducido en planilla electrónica de cálculo, por lo tanto debe usarse el software MEPDG para comparar los datos de deterioro observados y los predichos. Efectuando un análisis de sensibilidad de los factores de calibración, se encontró que los factores a modificar para fines de calibración eran C1 o C2, los restantes eran muy poco sensibles. Se encontró que el uso de C1 como factor de ajuste resulta más conveniente dado que aparece como un multiplicador directo en Ec. 9, en lugar de usar C2, que aparece como un exponente en dicha expresión.

La Tabla 4 contiene datos de fisuración para las secciones analizadas. La calibración consistió en encontrar el valor de C1 que hiciera coincidir los valores observados y predichos de porcentaje de losas fisuradas. En dicha Tabla también se muestran los valores de C1 ya calibrados. Debe aclararse que en aquellos pavimentos donde no se había observado ningún signo de fisuración, fue imposible obtener el valor de C1 haciendo uso de las ecuaciones 8 y 9. Es necesario registrar valores positivos de fisuración para poder ajustar este coeficiente, por lo que en las secciones donde no se observó agrietamiento no fue factible calibrar dicho modelo.

En los casos donde pudo calibrarse C1, se encontró que este factor variaba entre 1,57 y 2,58 (Ver Tabla 4). Parecen ser valores razonables dado que el valor por defecto es 2. Las secciones con fisuración menor a la esperada con el modelo sin calibrar, tenían valores de C1 mayores que el valor por defecto, y por el contrario, si la fisuración era mayor a la esperada, $C1 < 2$. En la Tabla 5, para condiciones argentinas, los valores bajos de C1 (alta fisuración) corresponden a lugares con clima húmedo (RN 127, RP 39 y RN 177). Esta también ocurre en la RN 7 (Mendoza), especialmente en secciones situadas a mayor altitud, cerca de la frontera entre Argentina y Chile. Estas secciones están sometidas a nevadas severas durante el invierno con el posterior deshielo en primavera.

Hay dos problemas principales que parecen ser la causa del alto grado de

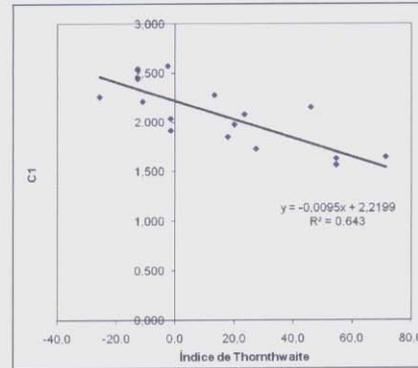


Figura 12. Correlación entre el coeficiente C1 e Índice de Thornthwaite, modelo de grietas

fisuración observado en esas secciones. En primer lugar, en lugares húmedos o de alta montaña, las condiciones de soporte parecen ser más pobres de lo que sería esperable según la información ingresada, por lo tanto las losas se vuelven relativamente inestables bajo cargas pesadas de tránsito, con el consecuente incremento de la fisuración.

Pero además de este fenómeno, en la RN 7 en Mendoza y la RN 177 en Santa Fe, el espaciamiento entre juntas transversales es menor a 4 m. Al ser losas más bien "cortas", la posición crítica de cargas puede modificarse respecto de las hipótesis de carga crítica adoptadas por los modelos convencionales, generando una posible fisuración longitudinal anterior a las grietas transversales. Una vez que la losa se ha dividido por estas fisuras, aparecen rápidamente las fisuras transversales. La Figura 11.a muestra este problema en secciones de la RN 7 y la Figura 11.b ilustra la misma situación en la RN 177. En ambos casos, la trocha con mayor agrietamiento es la que soporta cargas más elevadas.

Si este fuese el patrón que ha seguido la evolución real de las fisuras, la guía

MEPDG en su actual versión no lo contempla, ya que no efectúa predicción de grietas longitudinales, debiendo por lo tanto realizar una hipótesis simplificativa para poder ajustar este modelo en su estado actual, e indicándolo como una posible limitación de la aplicabilidad de dicho modelo. Esta aplicabilidad debe ser verificada con estudios más detallados del fenómeno estudiado.

Considerando sólo las grietas transversales, los valores ajustados del coeficiente C1 muestran una clara correlación con el Índice de Thornthwaite, tal como se grafica en la Fig. 12. Sin embargo, no resulta convincente expresar a C1 en función exclusivamente del Índice de Thornthwaite, ya que hay muchos factores que también tienen influencia en la evolución de la fisuración, tales como tipo de base, espesor de losa, espaciamiento entre juntas transversales, etc.

En realidad, la Fig. 12 sólo refleja el hecho de que en los pavimentos analizados, la aparición de grietas ha resultado un poco más notoria para condiciones climáticas más húmedas y

$$C_1 = 2,5338 - 0,0105 \text{ TMI} - 0,1558 \ln(\text{EDAD}) + 0,159 \text{ SUBR} \quad (10)$$

$(18,6) \quad (-6,84) \quad (-3,28) \quad (1,75)$

Donde:

C₁: Coeficiente de calibración del modelo de agrietamiento transversal

TMI: Índice de Humedad de Thornthwaite

EDAD: Edad del pavimento desde la construcción, años

SUBR = 1 para suelos finos (AASHTO A-4 en adelante); 0 en caso contrario

R² = 0,78 ; N = 18 ; SEE = 0,16

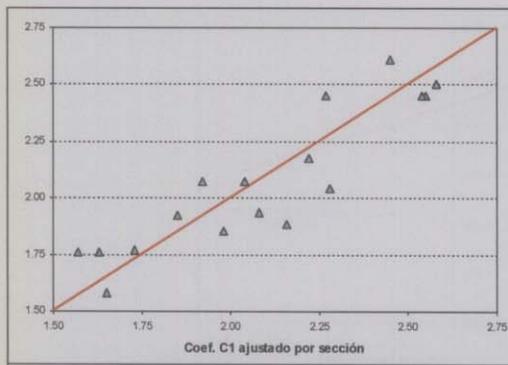


Figura 13. Valores Predichos con Ec. 10 vs. Ajustados por Tramo para el Coeficiente C1

donde las condiciones de agua libre son más evidentes, lo cual es fielmente mostrado por valores altos del Índice de Thornthwaite. Pero esta situación, más que deberse a una insuficiente resistencia a la fatiga por parte del hormigón, o a la adopción de espesores de losa inadecuados, estaría más bien asociada a problemas en las condiciones de apoyo bajo la losa, que asociadas a la acumulación de agua libre bajo la losa, terminan por generar pérdida de material fino por bombeo.

Bajo esas condiciones, las cargas de tránsito muy elevadas provocan deflexión excesiva en zona de juntas, acelerando la aparición de grietas en las losas; además, en estas condiciones habitualmente aparece también un escalonamiento importante, lo cual refrenda la hipótesis de que el problema es de falta de soporte, más que de diseño inadecuado de losas o mala calidad del hormigón. La experiencia que se va generando al respecto en nuestro país hace prever que en la medida que se tomen precauciones para asegurar las condiciones de soporte y minimizar la presencia de agua libre bajo la losa en los nuevos pavimentos, la tendencia mostrada en la Fig. 12 debería ir desapareciendo.

No obstante, a efectos de reflejar el comportamiento de los pavimentos evaluados, que es el principal propósito de la calibración realizada en este estudio, se desarrolló también en este caso un análisis de regresión lineal múltiple considerando los valores de coeficientes C1 ajustados para cada sección (Tabla 5) como variable dependiente, y otros parámetros, además del Índice de Thornthwaite, como potenciales variables explicativas.

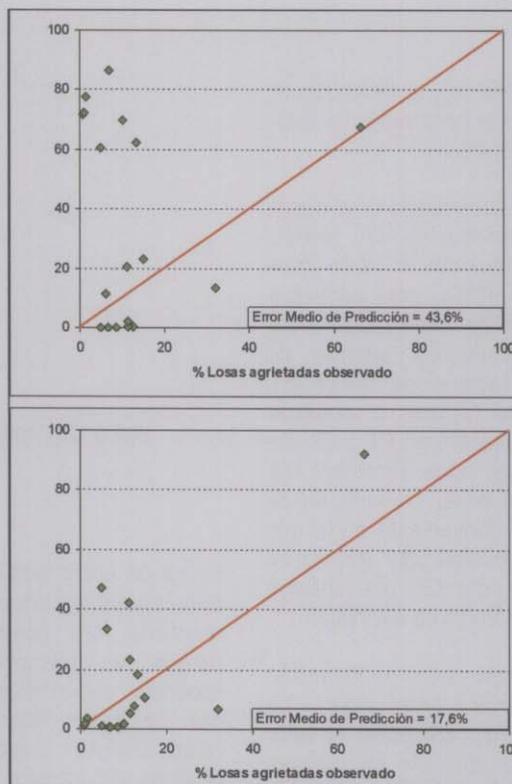


Figura 14. Dispersión del agrietamiento observado vs. predicciones realizadas usando coeficiente C1 por defecto (14-a), y usando valores de C1 calculados con Ec. 10 (14-b)

Se llegó de esta manera a la expresión indicada a continuación en la Ecuación 10, donde se aprecia que todos los estimadores resultan estadísticamente significativos al 90% de confianza, con sus correspondientes estadísticos "t" entre paréntesis.

El modelo estimado en la Ec. 10, además de incorporar la incidencia del

Índice de Thornthwaite, tal como se ha discutido previamente, refleja la influencia de la edad del pavimento como factor tendiente a incrementar el agrietamiento, e indica asimismo que la incidencia de un suelo fino resultaría menos perjudicial que lo esperado, en ambos casos respecto de lo estimado por el modelo sin calibrar (con C1 = 2,0 para todas las secciones).

La Fig. 13 presenta la gráfica de valores

$$IRI = IRI_0 + C1 CRK + C2 SPALL + C3 TFAULT + C4 SF \quad (11)$$

Donde:

IRI = IRI predicho (en pulg/milla)

IRI₀ = IRI inicial luego de construcción (en pulg/milla)

CRK = porcentaje de losas con fisuras transversales (todos los grados de severidad)

SPALL = porcentaje de juntas deterioradas con severidad media y alta

TFAULT = escalonamiento en juntas transv., suma total acumulada por milla, en pulgadas

SF = Factor de Lugar;

$$SF = AGE (1 + 0,5556 FI) (1 + P_{200}) 10^{-6} \quad (12)$$

AGE = edad del pavimento (años)

FI = índice de congelamiento (°F-día)

P₂₀₀ = porcentaje de pasa tamiz N°200 de la subrasante

Factores de calibración por defecto:

C1 = 0,8203; C2 = 0,4417; C3 = 1,4929; C4 = 25,24

C1 ajustados para cada sección individualmente, versus los valores de C1 estimados con la Ec. 10, mostrando un ajuste bastante aceptable.

Al comparar la predicción de agrietamiento realizada con el modelo sin calibrar (Fig. 14-a), respecto de los valores de agrietamiento predichos usando para cada sección el coeficiente C1 modelado con la Ec. 10 (Fig. 14-b), puede apreciarse la significativa reducción del error en la predicción que se obtiene al utilizar los coeficientes C1 calibrados.

De todas formas, más allá de las mejoras logradas en la capacidad predictiva del modelo de grietas al realizar la calibración, este modelo resulta muy dependiente de parámetros de difícil medición, como el gradiente térmico equivalente por alabeo remanente de construcción, que en este estudio se adoptó para cada sección en forma aproximada, en función de la humedad del clima, y debe ser evaluado con mayor profundidad en la medida que se cuente con información más confiable sobre el mismo. En consecuencia, si bien se puede utilizar la Ec. 10 como una forma aproximada de estimar los factores C1 que convendría aplicar para el diseño de pavimentos nuevos, debe hacerse teniendo en cuenta que el ajuste realizado es de tipo preliminar, y que se debe seguir investigando el funcionamiento del modelo de grietas en pavimentos rígidos para profundizar su calibración a través de futuros estudios.

5.3 Calibración del Modelo de IRI

De acuerdo con el modelo de rugosidad IRI incorporado en la Guía MEPDG y presentado en la Ec. 11 (NCHRP, 2004), el IRI es función de distintos tipos de deterioro, previamente predichos por el modelo. Por lo tanto, la calibración de este modelo debe efectuarse luego de la de los modelos de escalonamiento y fisuración.

El deterioro de juntas (SPALL) es predicho por modelos incluidos dentro del software MEPDG pero que no pueden ser calibrados por el usuario, lo cual representa una limitación del estado actual del software. En consecuencia, la calibración del IRI para cada sección no puede hacerse de la misma manera que se procedió para escalonamiento y fisuración, ya que no se pueden ajustar individualmente los datos de deterioro de juntas respecto de su correspondiente modelo.

En lugar de ello, en este trabajo se

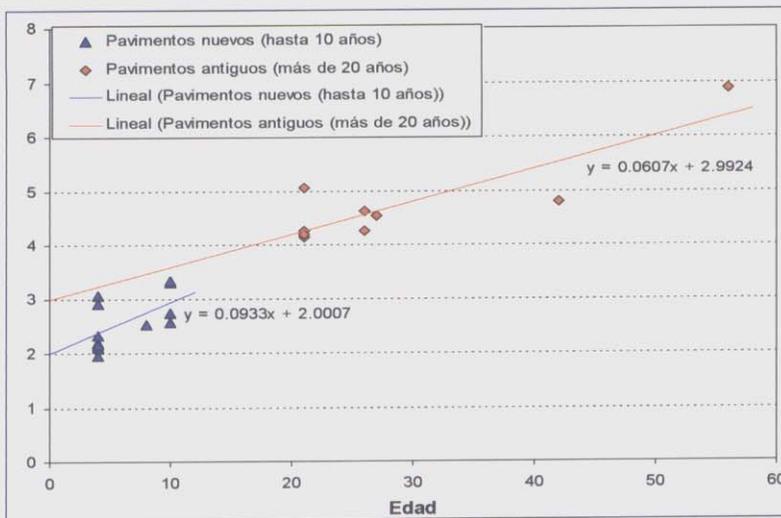


Figura 15. Estimaciones de IRI0 mediante aproximación lineal en las secciones evaluadas

efectuó una aproximación global haciendo uso de los datos observados para escalonamiento, fisuración y deterioro de juntas, y mediante un análisis por regresión lineal múltiple, se estimaron los factores de calibración para el modelo de IRI, que reflejaran la situación de los pavimentos rígidos en Argentina.

Para desarrollar la calibración, es necesario en primer lugar adoptar valores de IRI inicial luego de construido el pavimento (IRI0 en la Ec. 11). Este dato no estaba disponible en ningún caso, pero para considerar valores razonables, se llevó a cabo un análisis de la correlación entre la edad de los pavimentos y el IRI medido en cada caso, utilizando los valores de IRI que

se presentan en la Tabla 5. Adoptando una relación lineal entre ambas variables, y extrapolando hasta obtener el valor de IRI que corresponde a Edad = 0, puede realizarse una estimación suficientemente aceptable de IRI0 para su posterior uso en el proceso de calibración del modelo de IRI.

La Fig. 15 muestra el análisis efectuado analizando por separado pavimentos "nuevos" de aquellos más "antiguos". Los más "nuevos" son aquellos que han sido construidos desde mediados de la década de los '90, cuando comienzan a utilizarse en forma generalizada las tecnologías de alto rendimiento para la construcción de pavimentos de hormigón, con el uso de

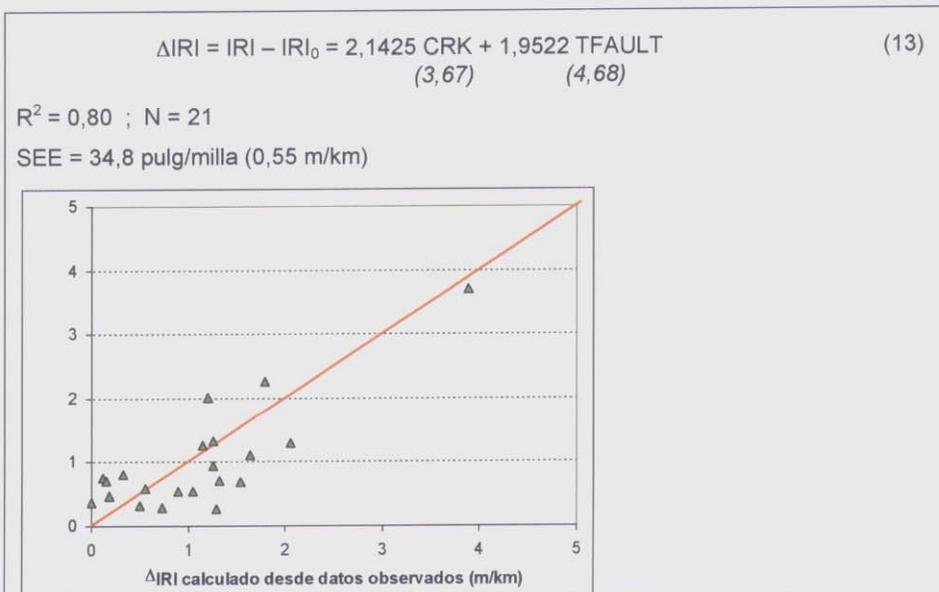


Figura 16. ϕ IRI modelado con Ec. 13 vs. ϕ IRI calculado desde valores observados de IRI

Coefficientes obtenidos	Coefficientes originales por defecto
C1 = 2,1425	C1 = 0,8203
C2 = 0	C2 = 0,4417
C3 = 1,9522	C3 = 1,4929
C4 = 0	C4 = 25,24

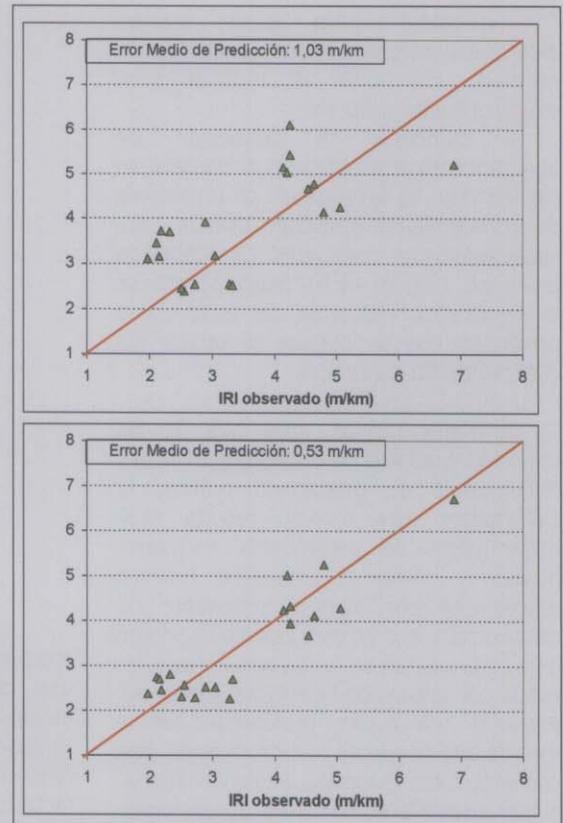
Tabla 5. Valores propuestos vs valores por defecto para los coeficientes de calibración del modelo de IRI.

pavimentadoras de encofrado deslizante. Puede verse que para los pavimentos más recientes, el valor de IRI0 extrapolado está en el orden de los 2 m/km, en tanto que para los pavimentos más antiguos, el IRI0 extrapolado es de aproximadamente 3 m/km.

Esto muestra claramente, por un lado, la diferencia en calidad de rodadura que se puede alcanzar con las tecnologías de alto rendimiento para la pavimentación con hormigón, respecto de la construcción tradicional usada hasta hace un par de décadas, logrando reducir al menos en un tercio el valor de IRI0, según puede apreciarse en la Fig. 15.

En base a los resultados obtenidos, se decidió utilizar un valor de IRI0 diferenciado por edad del pavimento, de 2 m/km para los pavimentos más recientes y de 3 m/km para los más antiguos. Para el análisis por regresión lineal respecto de los datos observados de deterioro (escalonamiento, agrietamiento transversal

Figura 17. Dispersión del IRI observado vs. predicciones de IRI realizadas usando coeficientes por defecto (17-a), y usando coeficientes calibrados (17-b), según Tabla 5



múltiple con ϕ IRI como variable dependiente, los estimadores estadísticos de los factores C2 y C4, asociados respectivamente a la incidencia del deterioro en juntas transversales y del Factor de Lugar SF, pierden significatividad estadística, por lo cual quedan descartados del análisis.

deterioro de juntas transversales como las condiciones del sitio pierden toda su incidencia sobre el IRI hasta anularla, en comparación con las condiciones de los EE.UU.

La conveniencia de efectuar la calibración se presenta claramente en la

predicciones de los diferentes indicadores de deterioro modelados por la Guía MEPDG.

En relación al modelo de escalonamiento de juntas, se seleccionó el parámetro que gobierna la erosionabilidad y la energía de deformación en la esquina de losa (coeficiente C6) como el factor de ajuste a ser calibrado dentro del estudio. Los valores ajustados para dicho coeficiente en cada sección mostraron una clara correlación con la lluvia anual y el tipo de subrasante y otras variables tales como edad y longitud de losa. Por tal razón, se desarrolló una ecuación lineal simplificada para estimar el valor de C6 en función de dichas variables, comprobándose que el uso de los correspondientes valores estimados de C6 permite reducir hasta en un 60% el error de predicción respecto al modelo sin ajustar.

En el caso del modelo de agrietamiento, el factor de calibración seleccionado para su ajuste fue C1, el cual se relaciona directamente con el cociente entre las cargas aplicadas de tránsito y las cargas que provocan la fisuración por fatiga (n/N). Los valores de C1 ajustados individualmente por sección estuvieron relativamente cerca del valor por defecto (C1= 2.0). Se observó que para climas húmedos o fríos había más fisuras, tanto transversales como longitudinales. La explicación puede estar centrada principalmente en la pérdida de soporte bajo las losas, causada por el bombeo de finos y presencia de agua libre bajo losa, en condiciones de apoyo insuficiente de sub-base y/o subrasante y altas deflexiones por cargas de tránsito elevadas. También se desarrolló una ecuación simplificada para estimar C1 en función de las condiciones de humedad, la edad del pavimento y el tipo de subrasante, y el uso de los coeficientes C1 estimados a través de dicha ecuación permiten reducir el error de predicción del agrietamiento prácticamente en la misma proporción alcanzada para el modelo de escalonamiento.

Respecto del modelo de IRI se pudo determinar por aproximación, a partir del análisis de la información disponible, que hay una significativa diferencia en el valor de IRI inicial (IRI0) entre los pavimentos construidos a partir de la década de los '90, cuando se introdujeron en el país las tecnologías de alto rendimiento para la construcción de pavimentos rígidos, respecto de los pavimentos construidos con anterioridad, empleando metodologías

tradicionales. Según las estimaciones realizadas, el uso de las tecnologías actualizadas ha permitido mejorar la calidad de rodadura en alrededor de un 30%, en términos de IRI, respecto de los procedimientos antiguamente utilizados.

Se determinaron también coeficientes de calibración para el modelo de IRI siguiendo una aproximación global por regresión lineal. Se pudo observar que la fisuración de losas y el escalonamiento y deterioro de juntas tienen mayor influencia en el IRI que los coeficientes indicados por defecto del modelo de la Guía MEPDG, y que el uso de los coeficientes calibrados permite disminuir el error de predicción del IRI a casi la mitad, respecto del modelo original sin calibrar.

Como recomendaciones, cabe indicar que resulta necesario profundizar la investigación para verificar los resultados obtenidos cuando se presenten condiciones diferentes a las analizadas. Los pavimentos estudiados están ubicados principalmente en zonas llanas, con clima húmedo o sub-húmedo. Solamente se tuvo en cuenta una ruta en clima frío de montaña. Asimismo, futuros estudios basados en información de campo más detallada y precisa, sobre todo de las variables que representan las características y la resistencia de las capas del paquete estructural, podrán indudablemente mejorar la comprensión del comportamiento del pavimento.

En tal sentido, es recomendable seguir realizando la verificación con nuevos datos de campo, que incluyan asimismo mediciones reales del valor de IRI0 en pavimentos nuevos, al momento de su habilitación al tránsito.

No obstante, se considera que la muestra de pavimentos analizada es suficientemente representativa de la situación actual de los pavimentos rígidos en Argentina, por lo cual los resultados derivados de la calibración efectuada pueden ser considerados también bastante representativos del comportamiento esperable para nuevos pavimentos rígidos que se construyan en futuras ocasiones.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA) por el apoyo continuo y por la información aportada sobre medición de IRI en rutas nuevas, datos muy útiles para este trabajo. También se desea agradecer la información

provista por la DNV y el Servicio Meteorológico Nacional, y el apoyo dado por la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña (EICAM) y por la Universidad Nacional de San Juan y el CICITCA, quienes financiaron buena parte del proyecto de investigación.

8. BIBLIOGRAFÍA

AASHTO (1993) "Guide for Design of Pavement Structures". American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 1993.

AASHTO (1998) "1998 Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, Part II — Rigid Pavement Design & Rigid Pavement Joint Design". American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1998.

Bustos, M.; Marcet, J.; Cordo, O.; Girardi, P.; Pereyra, M.; Altamira, A. (2006) "Evaluation of Performance of PCC Pavements in Mid-Western Argentina, and Comparison with LTPP Data Using HDM-4 Distress Models". Transportation Research Record Nº 1947, pp. 110 - 120. Journal of the Transportation Research Board. National Academies, Washington D.C., U.S.A., August 2006.

De La Torre, A.; González, C (1994). "Determinación del Factor Equivalente de Carga de los Vehículos del Parque Automotor Argentino en la Región Cuyo". Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña, San Juan, Argentina, 1994.

EICAM (2003) "Evaluación y Ajuste de los Modelos HDM4 de Predicción del Deterioro en Pavimentos de Hormigón para Argentina". Final Report, Research Project Nº 21/I198. Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña, Facultad Ingeniería U.N.S.J. April 2003.

NCHRP (2004) "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Final Report". NCHRP Project 1-37A. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board, National Research Council, March 2004.

Packard, Robert G. (1984) "Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements". Portland Cement Association PCA, Skokie, Illinois, 1984.

SHRP (1993) "Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Project". Report SHRP-P-338, Strategic Highway Research Program, National Research Council. May 1993.

Evaluación de modelos para la predicción del módulo resiliente de suelos de subrasante

Ings. Silvia Angelone y Fernando Martínez
Marina Cauhape Casaux
Téc. Guillermo Ballestrini

Trabajo distinguido por la Comisión Permanente del Asfalto en el XV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito

Resumen

El módulo resiliente de los suelos de subrasante es un dato de entrada clave en los métodos empíricos - mecanicistas de diseño de las estructuras de los pavimentos flexibles. La determinación de esta propiedad en laboratorio está normalizada a través de la ejecución de ensayos triaxiales con cargas repetidas siguiendo un protocolo de cargas preestablecido. Sin embargo, dado el comportamiento complejo de este tipo de materiales dependiente del estado de tensiones aplicado, su densidad y su humedad, la caracterización de un determinado suelo requiere de numerosos ensayos que pongan de manifiesto la influencia de estos factores.

Entonces, a los efectos de disponer de estimaciones suficientemente confiables del módulo resiliente de los suelos de subrasante para ser introducidos en los procedimientos de diseño estructural, distintos investigadores han desarrollado numerosos modelos de predicción del módulo resiliente basados en las propiedades físicas del suelo en cuestión así como sus propiedades duraderas tales como la resistencia a la compresión confinada, el Valor Soporte y otras.

Este trabajo presenta una evaluación de diferentes modelos de predicción del módulo resiliente comparando valores estimados por los mismos y aquellos experimentalmente obtenidos a través del ensayo triaxial. Se presentan los procedimientos llevados a cabo, una

evaluación de la validez de los modelos estudiados así como su capacidad para usarlos como datos de ingresos a los métodos de diseños.

1. INTRODUCCIÓN

El módulo resiliente de las bases, sub-bases y subrasantes de suelos es un parámetro fundamental de los nuevos métodos de diseño de pavimentos con bases mecanicistas. Varios protocolos de ensayo para determinar los módulos resilientes en laboratorio han sido propuestos y evaluados por diferentes agencias y consecuentemente, un número significativo de modelos describiendo el comportamiento no lineal de este tipo de materiales han sido desarrollados.

A partir de 1982, cuando un equipo de laboratorio para determinar módulos

resilientes fue desarrollado en la Universidad de Rosario, muchos suelos y materiales no ligados han sido ensayados de acuerdo con el procedimiento AASHTO T294-92. Los resultados obtenidos fueron analizados usando diferentes modelos que describen la dependencia tensional del módulo resiliente y por ende, su respuesta no lineal. [1, 2, 3].

En el año 2000, en la publicación "Respuesta resiliente de suelos y materiales granulares. Análisis de la aproximación de Lotfi" [4], se comunicaron algunos modelos de predicción del módulo resiliente de suelos finos cohesivos (Tabla 1). En ese sentido se presentaron modelos empíricos describiendo el comportamiento no lineal de suelos finos a partir del valor soporte relativo (CBR) y/o otras propiedades de los suelos y el tensor desviador, utilizando métodos de correlación.

$$M_r = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (1)$$

donde:

M_r : Módulo resiliente (MPa)

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$: Primer invariante de tensiones, (MPa)

$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_d$: Tensión octaédrica, (MPa)

p_a : Presión atmosférica, (MPa)

K_1, K_2, K_3 : Constantes experimentales

Se concluyó que el mayor significado de este tipo de aproximaciones radica en que éstas representan una "transición" entre los modelos empíricos basados solamente en el CBR o en el Índice de penetración (DN) del ensayo DCP (Tabla 2), y los modelos basados en la respuesta no-lineal del módulo resiliente para los suelos de subrasante. Sin embargo, las correlaciones adoptadas en ese momento deben usarse siempre respetando los rangos de estudios de los distintos parámetros usados y calibrando los modelos a condiciones locales (Tabla 2).

La necesidad de mejorar la modelización de los suelos ante las cargas dinámicas determinó una evolución en las ecuaciones constitutivas de estos materiales, hasta arribar a la que actualmente ha adoptado la Guía de Diseño Empírico-Mecánica de Pavimentos (NCHRP Project 1 37) conocida como AASHTO 2002 [5]:

Los procedimientos de diseño de pavimentos flexibles de base empírico-mecánica basados en la filosofía de la Guía de Diseño Empírico-Mecánica de Pavimentos (NCHRP Project 1 37) conocida como AASHTO 2002, requieren la adopción de algunas simplificaciones y ajustes para considerar las condiciones locales relacionadas con las características de los materiales, el clima y las técnicas de construcción. Como las ecuaciones constitutivas y las leyes de fallas no son de fácil obtención o no se dispone de los equipos de ensayos requeridos para determinarlas, la Guía citada establece para la determinación de las Propiedades de los Materiales, Niveles Jerárquicos, de acuerdo a la categoría de la ruta, o sea a la importancia, costo y dificultades del proyecto en estudio con el fin de reducir los datos de diseño. Los niveles van del 1 al 3 en orden decreciente a la importancia de la obra como:

NIVEL 1: se llevan a cabo ensayos de laboratorio o in situ para determinar las ecuaciones constitutivas midiendo el módulo resiliente Mr y estableciendo la ecuación constitutiva.

Para el modelo propuesto por Seed y otros, Univ. de California, 1962, para suelos cohesivos	
$Mr = A \sigma_d^{-B}$ $\sigma_d \text{ tensor desviador (MPa)}$	
Correlación 1:	$A = 10^{(-0.137 + 13CBR + 5.61 / CBR)}$ $B = -(0.722 / CBR + 0.0467)$ $r^2 = 77 \%$
Correlación 2:	$A = 12.54 e^{(0.156CBR)} \quad r^2 = 0.73$ $B = 0.2767 \log(CBR) - 0.4423 \quad r^2 = 0.65$
Correlación 2:	$A = 12.54 e^{(0.156CBR)} \quad r^2 = 0.73$ $B = -0.372 + 0.0119 CBR + 0.002 LL(\%) \quad r^2 = 0.88$
Correlación 3:	$Mr = 7.937 \sigma_d^{-0.103} CBR^{0.997} \quad r^2 = 0.53$

TABLA 1: Correlaciones empíricas para suelos finos cohesivos

Mr (MPa) = 10 CBR	Método de diseño SHELL (de Heukelomp and Foster - 1960) [7]
Mr (MPa) = 38 CBR ^{0.711}	U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (de Green and Hall - 1975) [6]
Mr (MPa) = 21 CBR ^{0.65}	South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR) [8]
Mr (MPa) = 18 CBR ^{0.64}	Transport and Road Research Laboratory (TRRL) (de Lister - 1987) [8]
Mr (MPa) = B CBR 5.25 < B < 21 y B = 10.5 para CBR < 10	AASHTO Design Guide [9]
Para suelos cohesivos Mr (MPa) = 200 DN ^{-0.5}	IMAE [10]
Para materiales granulares Mr (MPa) = 400 DN ^{-0.5}	

TABLA 2: Relaciones empíricas para estimar el Módulo resiliente donde:

CBR: Valor soporte relativo

DN: Índice de Penetración del Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP) en mm/golpe

descriptos en la norma AASHTO T 307-99: Método Standard de Ensayo del Módulo Resiliente. Este método consiste en someter a una probeta cilíndrica de suelo a diferentes estados de carga (distintas presiones de confinamientos y distintos tensores desviadores) de acuerdo a un protocolo establecido. Durante el ensayo se mide para cada ciclo de carga, el nivel de sollicitación aplicado y la deformación resultante, en forma automática a través de un equipo de adquisición de datos, resultando el módulo resiliente Mr como:

Para el NIVEL 2, distintos autores han propuesto variados modelos de predicción para estimar las constantes experimentales de la ecuación (1) correlacionando éstas

triaxial dinámico.

Para el NIVEL 3, la Guía de Diseño de Pavimentos presenta una tabla con algunos rangos de valores posibles y usuales del módulo resiliente en función de la clasificación AASHTO de los suelos, con una significación meramente orientativa, e independientes del estado de tensiones actuantes y de las condiciones de servicio como por ejemplo, el contenido de humedad o la densidad del suelo, como se muestra en la Tabla 3.

Durante los últimos 20 años, numerosos suelos y materiales granulares han sido ensayados para la determinación del módulo resiliente conjuntamente con la



Tipo de Suelo	Rango Mr (MPa)		Mr Típico (MPa)
	Mínimo	Máximo	
A-1-a	265	289	276
A-1-b	245	276	262
A-2-4	193	258	220
A-2-5	165	227	193
A-2-6	148	214	179
A-2-7	148	193	165
A-3	169	245	200
A-4	148	200	165
A-5	117	176	138
A-6	93	165	117
A-7-5	55	121	83
A-7-6	34	93	55

TABLA 3: Valores orientativos del Mr según la Guía AASHTO 2002

los suelos ensayados.

2. MODELOS DE PREDICCIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE

En general, los modelos de predicción del módulo resiliente están basados en correlaciones logradas entre resultados obtenidos experimentalmente y ciertas propiedades características de los suelos y los materiales granulares corrientemente determinadas tales como sus límites líquido y plástico, granulometría y condiciones de densidad y humedad u otras propiedades mecánicas como la resistencia a la compresión inconfiada o los parámetros de corte.

Numerosos modelos han sido así desarrollados tal como resulta de la bibliografía analizada, aunque para este trabajo, se han retenido como más significativos los propuestos por la Federal Highway Administration (FHWA) de los Estados Unidos y la Universidad de Wisconsin de ese país.

Los modelos propuestos por la FHWA [11], que se presentan en la Tabla 4, resultan de los análisis realizados durante más de 20 años en los tramos de pavimentos para el estudio de su desempeño a largo plazo LTPP, Long Term Pavement Performance. La Universidad de Wisconsin a través de su Department of Civil Engineering and Mechanics ha

Tabla 6. Estos suelos han sido sometidos al ensayo triaxial dinámico para distintas condiciones de humedad y densidad cubriendo un espectro de humedades que oscilan en $\pm 2\%$ de la humedad óptima y densidades secas entre el 95% y el 102% de la densidad seca máxima correspondiente.

Para este trabajo, los suelos con clasificaciones A-7-6, A-6 y A-4 han sido considerados como "Suelos finos" y los

suelos A-1 y A3 como "Arenas".

4. ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE PREDICCIÓN

La Figura 1 presenta la comparación entre valores del módulo resiliente medidos experimentalmente y estimados mediante el modelo de la Universidad de Wisconsin para suelos finos. Se observa que la calidad de las predicciones es muy pobre especialmente para los suelos A-4 donde los valores medidos son en general superiores a los estimados. Para los suelos A-7-6 y A-6, los datos se ubican alrededor de la línea de igualdad pero con una importante dispersión. Para ambos grupos de valores, los errores relativos son superiores al 150%.

Muy similares tendencias y conclusiones corresponden a los restantes modelos considerados que en general poseen un poder de predicción muy pobre del módulo resiliente para los suelos considerados en este estudio.

$Mr = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$	
<i>Subrasante: Suelos finos cohesivos (clay soils)</i>	
$k_1 = 1.3577 + 0.0106 \cdot (\%Clay) - 0.0437\omega$	(3)
$k_2 = 0.5193 - 0.0073P_{40} + 0.0095P_{40} - 0.0027P_{200} - 0.0030LL - 0.0049\omega_{opt}$	(4)
$k_3 = 1.4258 - 0.0288P_{40} + 0.0303P_{40} - 0.0521P_{200} + 0.0251(\%Silt) + 0.0535LL - 0.0672\omega_{opt} - 0.0026\gamma_{dmax} + 0.0025\gamma_d - 0.6055 \left(\frac{\omega}{\omega_{opt}} \right)$	(5)
<i>Subbases: Suelos de granos finos (Fine-Grained Soil -LTPP code 309) Más del 70% pasa #10 (2mm) y Más del 50% pasa #200 (0.075mm)</i>	
$k_1 = -0.8409 + 0.0004P_{40} + 0.0161PI$	(6)
$k_2 = 0.668 - 0.0007P_{40} - 0.0139PI$	(7)
$k_3 = -0.1667 - 0.0207PI$	(8)
<i>Subrasante: Suelos Arenosos (sand soils)</i>	
$k_1 = 3.2868 - 0.0412P_{3/8} + 0.0267P_4 + 0.0137(\%Clay) + 0.0083LL - 0.0379\omega_{opt} - 0.0004\gamma_d$	(9)
$k_2 = 0.5670 + 0.0045P_{3/8} - 2.98 \times 10^{-5} P_4 - 0.0043(\%Silt) - 0.0102(\%Clay) - 0.0041LL + 0.0014\omega_{opt} - 3.41 \times 10^{-5} \gamma_d - 0.4582 \left(\frac{\gamma}{\gamma_{dmax}} \right) + 0.1779 \left(\frac{\omega}{\omega_{opt}} \right)$	(10)
$k_3 = -3.5677 + 0.1142P_{3/8} - 0.0839P_4 - 0.1249P_{200} + 0.1030(\%Silt) + 0.1191(\%Clay) - 0.0069LL - 0.0103\omega_{opt} - 0.0017\gamma_d + 4.3177 \left(\frac{\gamma}{\gamma_{dmax}} \right) - 1.1095 \left(\frac{\omega}{\omega_{opt}} \right)$	(11)
<i>Subbases: Arenas (Sand - LTPP code 306)</i>	
$k_1 = -0.2786 + 0.0097P_{3/8} + 0.0219LL - 0.0737PI + 1.8 \times 10^{-7} \left(\frac{\gamma_{dmax}^2}{P_{40}} \right)$	(12)
$k_2 = 1.1148 - 0.0053P_{3/8} + 0.0219LL - 0.0737PI + 7.2 \times 10^{-7} \left(\frac{\gamma_{dmax}^2}{P_{40}} \right)$	(13)
$k_3 = -0.4508 + 0.0029P_{3/8} - 0.0185LL + 0.0798PI$	(14)

TABLA 4: Modelos del estudio LTPP

Civil Engineering and Mechanics ha propuesto los modelos que se muestran en la Tabla 5 para el Wisconsin desarrollados a partir de resultados experimentales obtenidos con suelos de la zona de Wisconsin [12].

3. MATERIALES ANALIZADOS

Los materiales utilizados en el estudio corresponden a distintos suelos ensayados en el Laboratorio Vial del IIAE durante los últimos 20 años. Sus características generales se detallan en

$Mr = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$	
<i>Para suelos finos</i>	
$k_1 = 404.166 + 42.933PI + 52.260\gamma_d - 987.353 \left(\frac{\omega}{\omega_{opt}} \right)$	
$k_2 = 0.25113 - 0.0292PI + 0.5573 \left(\frac{\omega}{\omega_{opt}} \right) \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}} \right)$	
$k_3 = -0.20772 + 0.23088PI + 0.00367\gamma_d - 5.4238 \left(\frac{\omega}{\omega_{opt}} \right)$	
<i>Para suelos de granos gruesos no plásticos</i>	
$k_1 = 809.547 + 10.568P_4 - 6.112P_{40} - 578.337 \left(\frac{\omega}{\omega_{opt}} \right) \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}} \right)$	
$k_2 = 0.5661 + 0.00671P_{40} - 0.02423P_{200} + 0.05849(\omega - \omega_{opt}) + 0.001242\omega_{opt} \cdot \gamma_{dmax}$	
$k_3 = -0.5079 + 0.041411P_{40} + 0.14820P_{200} - 0.1726(\omega - \omega_{opt}) - 0.01214 \cdot \omega_{opt} \cdot \gamma_{dmax}$	

TABLA 5: Modelos propuestos por la Universidad de Wisconsin donde:

- PI : Índice de Plasticidad en %
- LL : Límite Líquido en %
- P_{3/8} : Porcentaje pasa tamiz N° 3/8 en %
- P₄ : Porcentaje pasa tamiz N° 4 en %
- P₄₀ : Porcentaje pasa tamiz N° 40 en %
- P₂₀₀ : Porcentaje pasa tamiz N° 200 en %
- %Clay : es el porcentaje de arcilla en %
- %Silt : es el porcentaje de limo
- ω_{opt} : humedad óptima en %
- ω : humedad en %
- γ_{dmax} : densidad seca máxima en KN/m³
- γ_d : densidad seca en KN/m³

Suelo	γ _{dmax} KN/m ³	ω _{opt} %	LL %	IP %	Pasa #4 %	Pasa #40 %	Pasa #200 %
A 7-6 (14)	14.75	26.10	47.8	20.1	100	97.9	94.8
A 7-6 (13)	15.10	25.30	44.0	14.5	100	100.0	92.2
A 7-6 (11)	15.10	25.30	44.0	14.5	100	100.0	92.2
A 6 (10)	15.29	24.06	38.0	15.6	100	97.0	89.0
A 4 (8)	17.48	16.00	27.7	8.7	100	4.5	10.2
A 4 (8)	18.40	15.30	25.3	5.5	100	97.9	86.7
A 4(7)	15.45	23.10	-	NP	100	89.1	71.8
A 4(6)	15.91	20.80	-	NP	100	81.3	67.1
A 4 (5)	16.76	19.00	31.7	23.3	100	85.0	60.0
A 4 (3)	16.11	22.70	-	NP	100	91.0	51.0
A 4(2)	16.38	18.30	-	NP	100	71.1	43.1
A 4(1)	15.87	20.30	-	NP	100	58.6	40.2
A 3 (0)	18.59	7.60	-	NP	100	76.5	10.0
A 3 (0)	17.97	6.20	-	NP	100	93.4	8.4
A 3 (0)	17.96	6.00	-	NP	100	72.2	5.1
A 1a (0)	19.56	1.91	-	NP	89	3.6	2.1
A 1 a (0)	19.80	10.60	-	NP	32	13.1	6.8
A 1 a (0)	19.30	8.80	-	NP	42	20.7	9.8
A 1b (0)	17.77	6.00	-	NP	99	19.4	2.1
A 1b (0)	14.37	26.90	30.8	5.6	76	45.6	23.6
A 1b (0)	16.60	19.90	-	NP	78	35.7	24.0
A 1b (0)	14.70	21.20	-	NP	75	30.1	20.7
A 1b (0)	15.49	24.50	-	NP	79	36.8	19.6
A 1b (0)	15.53	24.70	-	NP	78	35.7	18.8

TABLA 6: Suelos utilizados en el estudio

A los efectos de mejorar la calidad de las predicciones se ha procedido a recalibrar los modelos propuestos mediante un proceso de ajuste de sus coeficientes por regresión múltiple considerando los resultados experimentales de los suelos estudiados. Para ello, se han mantenido las relaciones funcionales propuestas así como las variables que intervienen. Las Tablas 7

y 8 presentan los modelos de estimación de los parámetros k1, k2 y k3 de la ecuación constitutiva (1) que resultan de esta recalibración con los datos de ensayo experimentalmente obtenidos y respecto de las propiedades fundamentales de los suelos.

Las Figuras 2 a 7 presentan comparativamente los Módulos Resilientes

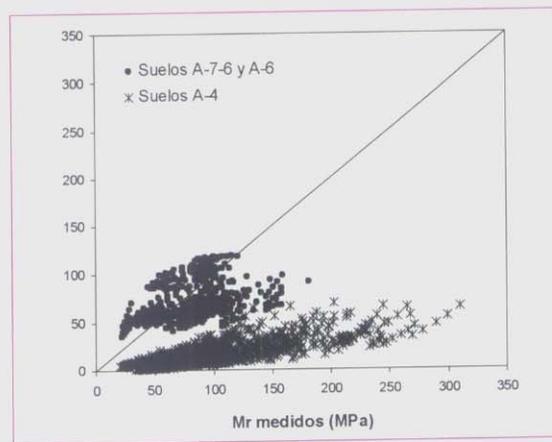


Figura 1: Comparación de valores medidos y estimados Suelos Finos, modelo de Universidad de Wisconsin

medidos en los ensayos triaxiales dinámicos y los estimados a través de los respectivos modelos recalibrados.

La calidad de estos procedimientos de predicción recalibrados ha sido evaluada utilizando el criterio estadístico de "buen ajuste" propuestos por Witczak y otros [13] considerando la relación entre el error típico de la estimación de los valores y la desviación estándar de valores medidos (Se/Sy) y el coeficiente de correlación, R2. Este criterio subjetivo se muestra en la Tabla 9.

La Tabla 10 presenta la evaluación de los distintos procedimientos de estimación recalibrados de acuerdo con el criterio subjetivo propuesto y para los resultados expresados en espacios aritméticos y logarítmicos.

La aplicación de los modelos recalibrados a los valores propios aseguran un mejoramiento en las estimaciones. Como se observa en la Tabla 10, para la mayoría de los casos, la estimación de los modelos es valorada como "buena".

Los modelos para Suelos Finos LPTT Code 309 y Arenas LPTT Code 306 son los que tienen más baja predicción. Esto es debido a que en su formulación sólo tienen en cuenta las propiedades del suelo y las condiciones óptimas, y no consideran las condiciones de servicio como la densidad seca y el contenido de humedad. Se aprecia que los modelos que consideran las condiciones de densidad seca y humedad de cada espécimen tienen una mejor correlación así como las arenas han tenido mejores correlaciones que los suelos finos. Además, los modelos propuestos por la Universidad de Wisconsin tienen mejor correlación que los propuestos en el estudio del LTPP. Las comparaciones entre valores

Recalibración de los Modelos propuestos en el estudio LTPP	
Ecuaciones (3) a (14)	
Subrasante: Suelos finos cohesivos (clay soils)	
$k_1 = 2687 + 3.605 \cdot P_{200} - 80.5\omega$	(21)
$k_2 = 0.990 - 0.004P_4 + 0.003P_{40} - 0.0057P_{200} - 0.0030LL - 0.004\omega_{opt}$	(22)
$k_3 = 0.992 + 0.0518P_4 - 0.032P_{40} + 0.0405P_{200} - 0.002LL - 0.078\omega_{opt} - 0.31\gamma_{dmax} + 0.1879\gamma_d - 4.7121\left(\frac{\omega}{\omega_{opt}}\right)$	(23)
Subbases: Suelos de granos finos (Fine-Grained Soil -LTPP code 309)	
$k_1 = 1025 + 2.774P_{40} - 2.971PI$	(24)
$k_2 = 0.592 - 0.002P_{40} - 0.011PI$	(25)
$k_3 = -2.59 - 0.039PI$	(26)
Subrasante: Suelos Arenosos (sand soils)	
$k_1 = 1.0513 + 5.0103P_{3/8} - 12.1580P_4 - 86.9583LL + 93.1556\omega_{opt} + 152.598\gamma_d$	(27)
$k_2 = 0.8278 - 0.00018P_4 - 0.0003498P_{40} + 0.0008673P_{200} - 0.01709\omega_{opt} - 0.0475\gamma_d + 0.5577\left(\frac{\gamma}{\gamma_{dmax}}\right) + 0.0929\left(\frac{\omega}{\omega_{opt}}\right)$	(28)
$k_3 = -24.1668 + 0.0008236P_4 + 0.0070P_{40} - 0.1003589P_{200} - 0.0612\omega_{opt} + 0.2636\gamma_d + 16.2965\left(\frac{\gamma}{\gamma_{dmax}}\right) + 2.4549\left(\frac{\omega}{\omega_{opt}}\right)$	(29)
Subbases: Arenas (Sand - LTPP code 306)	
$k_1 = 1.2023 + 21.2245P_{3/8} + 1.0LL - 1.0PI + 110.1946\left(\frac{\gamma_{dmax}^2}{P_{40}}\right)$	(30)
$k_2 = 0.9899 - 0.00603P_{3/8} + 1.0LL + 1.0PI + 0.00132\left(\frac{\gamma_{dmax}^2}{P_{40}}\right)$	(31)
$k_3 = 0.9898 - 0.023193P_{3/8} + 1.0LL + 1.0PI$	(32)

TABLA 7: Modelos del estudio LTPP recalibrados con datos experimentales

Recalibración de los Modelos propuestos por la Universidad de Wisconsin	
Ecuaciones (15) a (20)	
Para suelos finos cohesivos	
$k_1 = 226.3 - 3.43PI + 307.7\gamma_d - 3691\left(\frac{\omega}{\omega_{opt}}\right)$	(33)
$k_2 = 0.30 - 0.013PI + 0.15\left(\frac{\omega}{\omega_{opt}}\right)\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}}\right)$	(34)
$k_3 = -1.0 + 0.036PI + 0.114\gamma_d - 3.26\left(\frac{\omega}{\omega_{opt}}\right)$	(35)
Para suelos de granos gruesos no plásticos	
$k_1 = 8160.65 - 6.293P_{N^4} - 13.567P_{N^40} - 4930.51\left(\frac{\omega}{\omega_{opt}}\right)\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}}\right)$	(36)
$k_2 = 0.547 - 0.0003P_{N^40} + 0.0082P_{N^200} - 0.018(\omega - \omega_{opt}) - 0.001\omega_{opt} \cdot \gamma_{dmax}$	(37)
$k_3 = -2.136 - 0.064P_{40} - 0.0006P_{200} - 0.214(\omega - \omega_{opt}) - 0.003 \cdot \omega_{opt} \cdot \gamma_{dmax}$	(38)

TABLA 8: Modelos de la Universidad de Wisconsin recalibrados con datos experimentales

medidos y estimados para cada caso se presentan en las Figuras 2 a 7.

5. CONCLUSIONES

Se ha presentado el estudio de diferentes modelos que estiman el comportamiento no lineal del Módulo Resiliente para su uso en los métodos de diseño de base empírico-mecanicistas de pavimentos flexibles.

Todos los modelos tienen como variables las propiedades índices o fundamentales de los suelos como su plasticidad, granulometría, densidad seca máxima y contenido de humedad óptimo, y algunos consideran, también, la densidad seca y el contenido de humedad del espécimen durante el ensayo.

Se ha establecido que no es posible adoptar un modelo directamente sin realizar su correspondiente calibración a condiciones locales.

Los modelos analizados califican como "Buenos" según el criterio subjetivo presentado previamente.

Los modelos propuestos en el estudio de LTPP presentan un número de variables muy grandes, con ensayos que no son de rutina como el contenido de arcillas y de limos, lo que dificulta realizar una estimación del módulo en forma simple y sin ensayos adicionales.

Los coeficientes k_1 , k_2 y k_3 son sensibles al contenido de humedad y densidad seca que contiene cada espécimen en el momento del ensayo, como lo demuestra la baja correlación que se obtiene en los modelos que no lo consideran.

Los módulos predichos por los modelos analizados podrían ser considerados como valores orientativos para ser introducidos en la nueva guía AASHTO de Diseño de pavimentos para los Niveles 2 y 3.

Las correlaciones estudiadas, si bien pueden estimar un valor del Módulo, están lejos de ser las óptimas para este uso y se deben seguir investigando relaciones que las mejoren.

6.REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] "Módulos resilientes de materiales no tratados. Su aplicación al diseño estructural de pavimentos en Argentina", S. Angelone, F. Martinez y J. Tosticarelli, IV Congreso Latino Ibero Americano del Asfalto, México, noviembre de 1987(Tomo I).

[2] "Módulos resilientes de materiales

Criterio	R ²	Se/Sy
Excelente	≥ 0.90	≤ 0.35
Bueno	0.70 – 0.89	0.36 – 0.55
Adecuado	0.40 – 0.69	0.56 – 0.75
Pobre	0.20 – 0.39	0.76 – 0.89
Muy Pobre	≤ 0.19	≥ 0.90

TABLA 9: Criterio estadístico subjetivo de "buen ajuste"

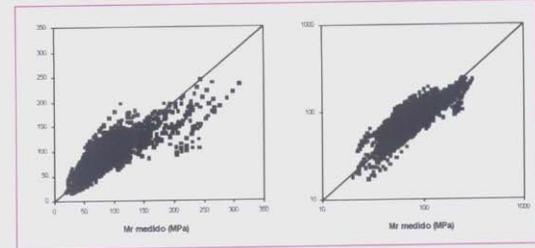


Figura 4: Suelos cohesivos - Modelo de Wisconsin

Modelo	Aritmético			Logarítmico		
	R ²	Se/Sy	Evaluación	R ²	Se/Sy	Evaluación
Suelos Finos – Wisconsin	0.70	0.45	Bueno/Bueno	0.70	0.51	Bueno/Bueno
Suelos Finos subrasante LPTT	0.50	0.42	Adecuado /Adecuado	0.46	0.47	Adecuado /Adecuado
Suelos Finos LPTT Code 309	0.13	0.36	M. Pobre/Bueno	0.17	0.39	M. Pobre/Bueno
Arena – Wisconsin	0.86	0.36	Bueno/Bueno	0.88	0.32	Bueno/Excelente
Arenas subrasante LPTT	0.80	0.40	Bueno/Bueno	0.91	0.29	Excelente /Excelente
Arenas LPTT Code 306	0.40	0.28	Adecuado/Excel.	0.28	0.86	Muy Pobre

TABLA 10: Evaluación de los modelos de estimación del Módulo Resiliente

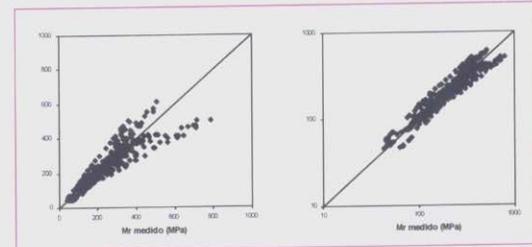


Figura 5: Arena – Subrasante LTPP

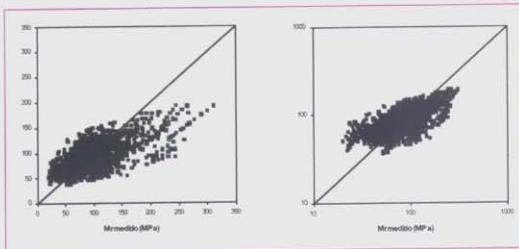


Figura 2: Suelos cohesivos – Subrasante LTPP

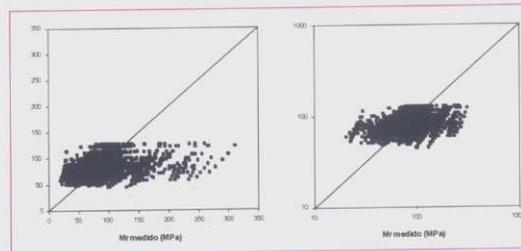


Figura 3: Suelos cohesivos – Subbase Cod 09

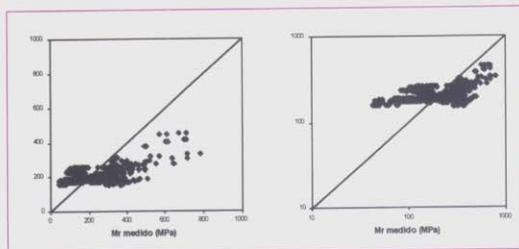


Figura 6: Arena – Subbase Code 306

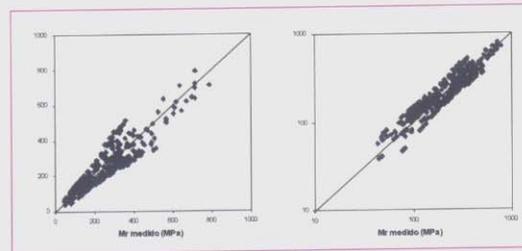


Figura 7: Arena - Modelo de Wisconsin

granulares no tratados. Su aplicación al diseño estructural de pavimentos en Argentina (2da parte)." S. Angelone y F. Martínez. XXV Reunión Anual del Asfalto, Córdoba, Argentina, noviembre de 1988.

[3] "Use of nonlinear subgrade Modulus in AASHTO design procedure". M. Witzczak, X. Qi and M. W. Mirza. Journal of Transportation Engineering. May/jun 1995. Vol. 121. N° 3.

[4] "Respuesta resiliente de suelos y materiales granulares. Análisis de la aproximación de Lotfi", S. Angelone y F. Martínez. XXXI Reunión Anual del Asfalto, Córdoba, Argentina, 2000.

[5] Guía de Diseño Empírico-Mecánica de Pavimentos (NCHRP Project 137 A). Part 2. Design Inputs. Chapter 2.

Material Characterization. 2004

[6] "Use of nonlinear subgrade Modulus in AASHTO design procedure". M. Witzczak, X. Qi and M. W. Mirza. Journal of Transportation Engineering. May/jun 1995. Vol. 121. N° 3.

[7] "Shell Pavement Design Manual", London, 1978 – 1985.

[8] "Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis", M. Ayres Junior. Dissertation of Doctor of philosophy", 1997. University of Maryland.

[9] "AASHTO Design Procedures for New Pavements" FHWA-1993.

[10] "El Penetrómetro Dinámico de Cono. Su aplicación al control y diseño estructural de pavimentos". S. Angelone,

J. Tosticarella y F. Martínez. 6o Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Chile, 1991.

[11] Study of LTPP Laboratory Resilient Modulus Test Data and Response Characteristics: Final Report. FHWA-RD-02-051, 2002.

[12] Determination of typical resilient Modulus Values for Selected Soils in Wisconsin. SPR#0092-03-11. Hani H. TiTi y otros. Department of Civil Engineering and Mechanics. UW- Milwaukee. WHRP 06-06. May 2006

[13] Witzczak, M.W., T. Pellinen and M. El-Basyouny. "Pursuit of the Simple Performance Test for Asphalt Concrete Fracture/Cracking", Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 71, 2002.

Planteamiento general del diseño actual de puentes

Puentes heterodoxos

Trabajo publicado en la revista Rutas N°134

Por Javier Manterola

Resumen

Estamos en una etapa intermedia entre el clasicismo de los puentes de los años 60 y 70 del siglo XX y la no presencia de los puentes realizados con materiales de fibra de carbono, vidrio, de aramidas del siglo XXI.

Siempre se producen puentes heterodoxos en estas épocas intermedias, varios de ellos malos, otros llenos de

talento e invención.

Estamos viviendo una época intermedia en la concepción de puentes. En los años 60 del siglo XX no había dudas: había que trabajar y desarrollar los puentes de vigas prefabricadas para las luces pequeñas y medias, y puentes construidos en avance en voladizo para las luces medias y

grandes, y ambas de hormigón. A finales de los sesenta se empieza a trabajar en los puentes atirantados, y ya en los años 70, se produce el renacimiento de los puentes arco. El espectador atento veía cómo se sucedían procesos creativos de gran potencia y utilidad. No se podía (no se debía) estar en otra cosa que no fuese conseguir saltar los 100 m de luz con un puente de hormigón pretensado que seguía más o menos de cerca al puente de Bendorf



sobre el Rhin, o penetrar en el "intriángulis" de las losas aligeradas, en sus versiones diferentes para saber cómo funcionaba con suficiente rigor un puente oblicuo o curvo, la presencia de apoyos únicos, etc.

En construcción "in situ", todo provenía de Alemania: si la construcción era prefabricada, de Francia, y los demás nos esforzábamos en seguir la huella. Incluso tardó un tiempo en imponerse con fuerza la estructura mixta.

Mientras las configuraciones de hormigón se fueron optimizando, los sistemas de pretensado se fueron unificando y los procedimientos de puesta en obra mejorando. Las configuraciones en estructura mixta empezaron a ofrecer sus ventajas tanto para las luces cortas y medias como, y sobre todo, para las grandes luces.

Todo esto fue un proceso que ocupó décadas, en las cuales se llegaron a optimizar casi todas las configuraciones y en conocer qué era lo adecuado para cada caso. Se podría decir que para cada problema había una solución óptima y se conocía desde el principio.

Se podía decir que el mundo de los puentes estaba cristalizado, fosilizado. Todo se reducía a conocer bien el catálogo de morfologías y de procesos constructivos para proyectar y construir bien.

En aquellos no tan lejanos años, los puentes normales se nos empezaron a ir de las manos a los diseñadores de puentes. Era difícil competir con una casa de prefabricación que servía modelos bien diseñados y acoplados, rectos, curvos, apoyados o continuos, para todos los puentes de luces medias. Así, los pasos superiores empezaron a salirse de nuestras manos para convertirse en modelos que había que comprar en el supermercado de las diferentes casas de prefabricación. El puente de autopista se compraba y se compra "...mándame 25 pasos superiores de autopista y en cuánto tiempo los tendré montados".

Con las luces medias y grandes los diseños optimizados no eran tan fáciles, sobre todo porque había menos puentes que hacer de esos tamaños. El puente mixto empieza a cubrir gran parte de este espacio, luces de 60 a 100 m, pues era un puente que montaban y construían, aunque en este caso aún necesitaba un diseñador.

Y podríamos seguir en este proceso de construcción de un gran catálogo de los puentes con los que uno se encontraba y en el que la tarea del ingeniero era ser un buen conocedor, y, por tanto, un buen elector del puente más adecuado para el

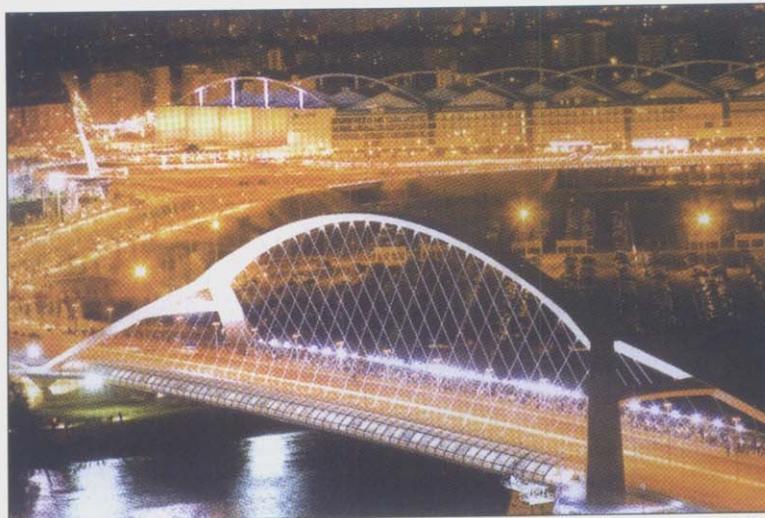


Figura 1

sitio que se tenía.

Para las luces, mayores de 70 m u 80 m, el diseñador aún era importante, sobre todo cuando la presencia de los puentes arco y atirantados no era tan general como para que se pudiese encontrar en un catálogo y resolver cualquier problema.

¿Es esta la situación actual? Si no exacta, bastante parecida. Sabemos lo que hay, cómo se construye y lo que cuesta.

Si estuviésemos hablando de un estilo

arquitectónico, de una tendencia artística, se diría que habíamos coronado la fase del clasicismo y nos encontramos claramente en el manierismo. Aparece "a la manera de...". La ortodoxia resistente no se cumple, se evita desde muchos puntos de vista. Lo estricto, lo mínimo, lo más barato, aquello que ha configurado nuestro entendimiento de los puentes durante muchos años, se cuestiona. Varias veces ha puesto este ejemplo. Cuando en el siglo XVI se están

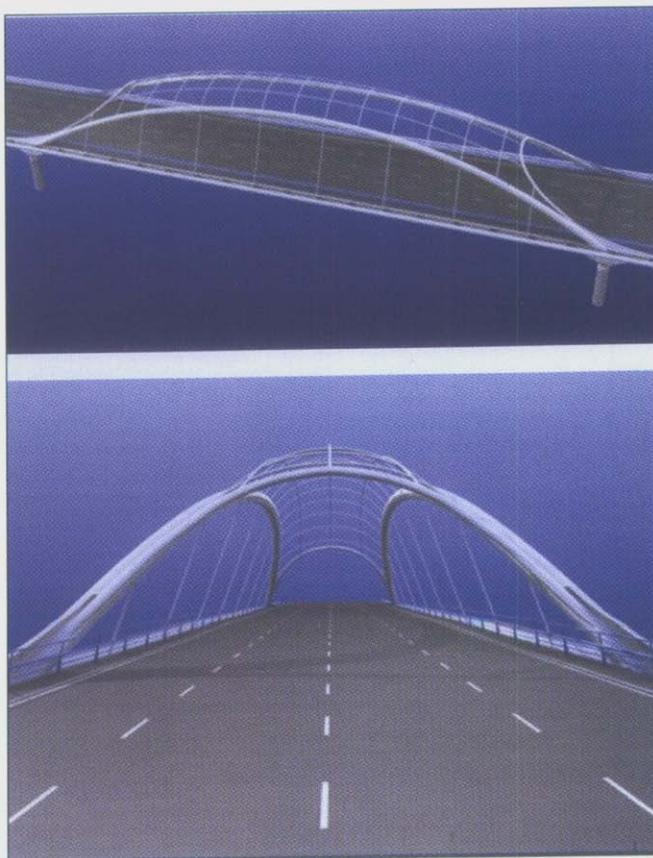


Figura 2



Figura 3

construyendo, en estilo gótico tardío, las catedrales de Plasencia, la nueva de Salamanca y de Segovia, se conocían bien la Catedral de León, la de Burgos, etc., las buenas catedrales góticas españolas y las francesas; y, sin embargo, solo se podía hacer lo que hicieron. No pensaron en repetir la Catedral de León en Salamanca. Los tiempos impelen a realizar soluciones menos puras y algo decadentes, pero nuevas.

Y a esta parte voy a dedicar el resto de mi artículo: a esos puentes diferentes, más complejos, que serán recordados como ejemplo de lo que se hacía en un tiempo de decadencia, el existente entre el apogeo de la construcción en hormigón pretensado y la construcción mixta; y aquel otro en el que aún los nuevos materiales y las formas derivadas de su utilización no habían abierto el camino de lo nuevo.

Puentes heterodoxos

Lo heterodoxo es difícil de clasificar, simplemente hay que exponerlo, pensando además que, generalmente, mucho de ello está lleno de talento.

Y los hay de muchos tipos, por ejemplo los que enfatizan lo monumental dentro de una ortodoxia resistente. El puente de la Barqueta es un puente algo heterodoxo, pero clásico; el puente del Milenio de Zaragoza es claramente heterodoxo, se busca lo monumental, exagerando la luz, la anchura y las calidades. Esto se ha hecho muchas veces en la historia: enfatizar lo clásico para monumentalizarlo; y no está mal siempre que no se quiera confundir el legado de lo exagerado con lo ingenieril. Este puente no podría haber sido posible en los años 70. De cualquier forma es un viaducto espléndido (figura 1).

Dentro del planteamiento de

configuraciones resistentes heterodoxas por circunstancias ajenas, se presentó un proyecto en el que estamos en ello, ahora con Dragados, y que parece que va en buen camino para un puente en Miami (figura 2).

La forma del puente es totalmente clásica: un tablero metálico soportado por dos arcos superiores. Hasta ahí todo normal. Pero a mí siempre me han parecido desamparados los arcos superiores sueltos, razón por la cual lo hemos inclinado uno hacia el otro. Aquí hemos dispuesto un tejido complementario, con escaso poder resistente, pero que constituye con los arcos un espacio brillante que, además, puede ser el soporte de un conjunto de "leds" que iluminan por la noche la bóveda que configuramos. Es lo monumental lo que le proporciona aquí el carácter de heterodoxia. Posiblemente, en el futuro próximo se utilicen más estas características ajenas.

En otro tramo de este mismo proyecto,

la planta es curva. Lo normal es disponer dos arcos planos que no sigan el trazado de la planta; sin embargo, si a este tejido se le proporciona rigidez horizontal, los arcos pueden ser curvos, acoplándose al trazado en planta de la calzada.

Podría decirse que otra obra espléndida, como el viaducto de Millau (figura 3), es una obra heterodoxa. Me acuerdo de que cuando la vi, después de mi asombro, mi reflexión me llevó a la conclusión de que este puente era el fin de algo, más que el principio de algo, todo en este puente está bien, el acoplamiento de la altura con la comunidad longitudinal, su diseño formal y resistente, el atirantamiento, al colocarse por encima del tablero para resistir no le va bien, estéticamente hablando, a un puente tan alto que sólo lo salva el hecho de que todas las configuraciones son iguales, cualquiera sea la altura de las pilas.

Dos puentes muy parecidos conceptualmente, con la misma configuración estructural y constructiva, pero muy separados en el tiempo y la distancia son el puente de San José, Costa Rica de T.Y. Lin (1997) y el puente de Ingolstadt sobre el Danubio, de Schlaich (1998), de 164 m de luz.

Son puentes colgados, con cuelgue curvo bajo el tablero, hormigonado en el caso del puente de San José (figura 4), y con cables a la vista en el de Schlaich. Sobre ellos, por medio de elementos verticales, se soporta un tablero recto, cuya rigidez reposa en la del tablero propiamente dicho más la correspondiente al elemento de cuelgue, que es tanto mayor conforme menos flecha tengan los cables (figura 5).

Es, a fin de cuentas, una banda tesa donde están separados los cables de

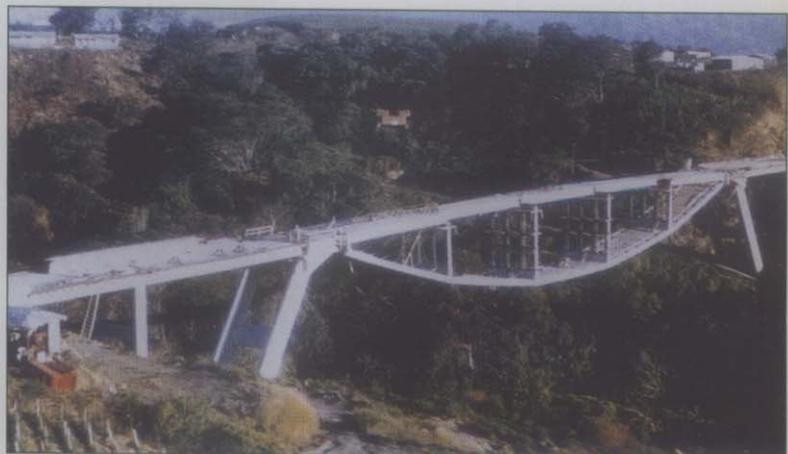


Figura 4

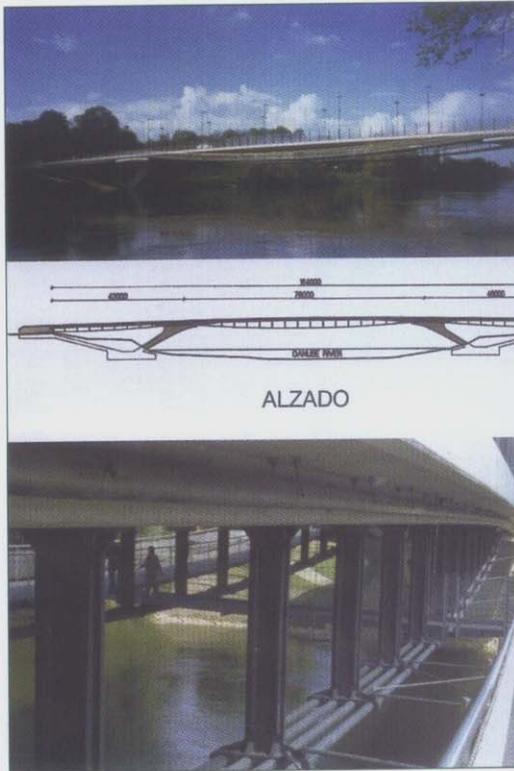


Figura 5



Figura 6

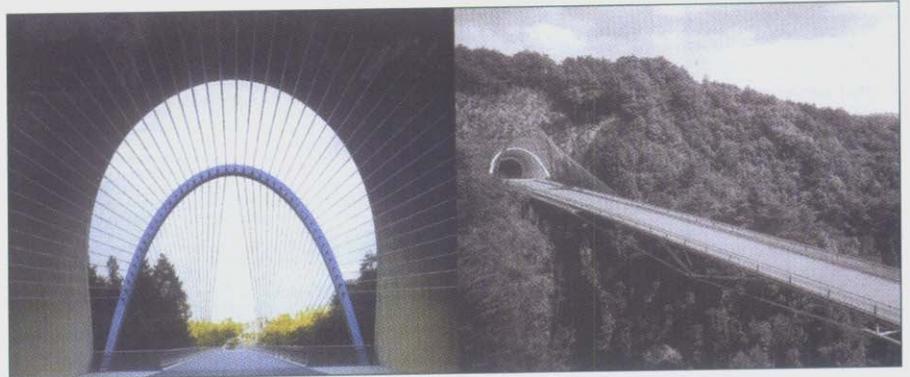


Figura 7

sustentación de la calzada de rodadura. Las pasarelas de peatones son auténticas bandas tesas.

Ahora una pasarela, la del Miho Museum, de 120 m de luz (1998), con proyecto de I. M. Pei y Leslie E. Roberson; y, por otro lado, el puente de Obore Argen, de Schlaich, en los que se utiliza el atirantamiento superior e inferior a la manera de una viga continua de dos vanos. Atirantamiento superior, el correspondiente al apoyo; y el inferior, a la zona de momentos positivos (figura 6).

En la pasarela del Museo Mihi se utiliza un arco como soporte de los tirantes en la pila, planteamiento difícil de cumplir en los puentes por la gran rigidización que debe tener el arco, cuando la carga de los tirantes de un lado sea superior a los de otro. En el caso de una pasarela, con una sobrecarga mucho más uniforme, se puede. Schlaich, en un puente de autopista de 255 m de luz, utiliza el mismo principio, pero con la pila triangular. Los tirantes de la pila se anclan en el dintel, de cuyo punto salen los tirantes situados bajo el dintel. Esta espléndida idea, que produce pilas de la mitad de altura que las de un puente atirantado para la misma eficacia resistente, resulta escasa para el usuario, este solo ve una pequeña pila y un solo trozo atirantado. No ve el resto y no queda muy bien. El espectáculo que da el arco en

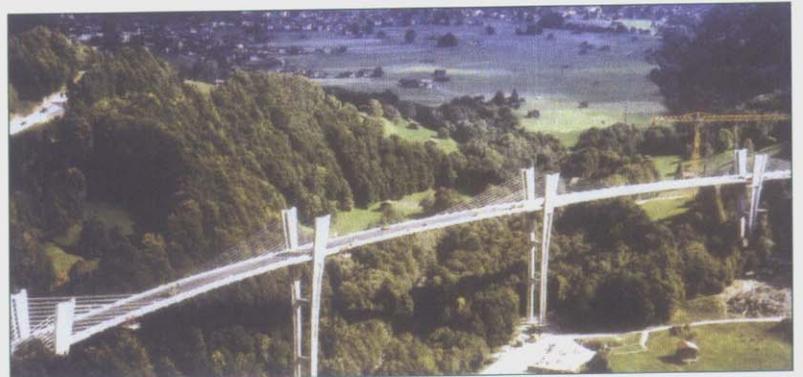


Figura 8



Figura 9

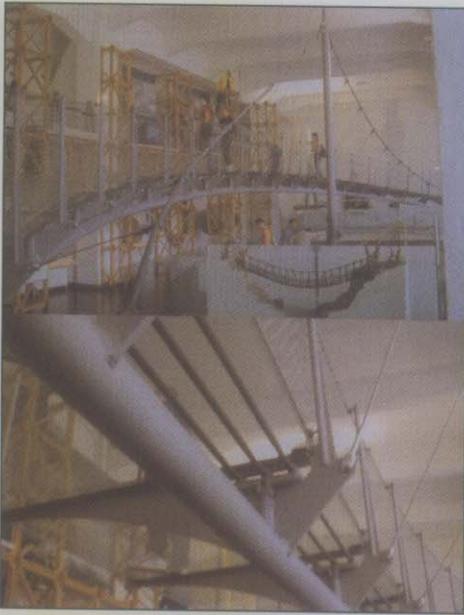


Figura 10



Figura 11

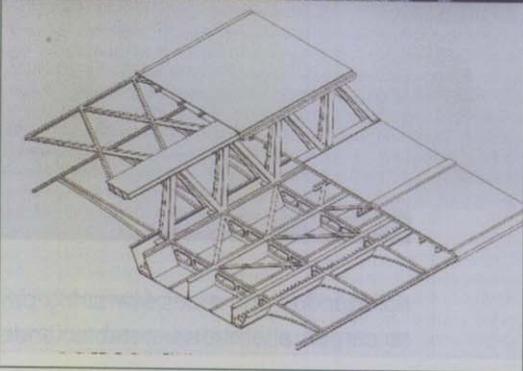


Figura 12



Figura 13

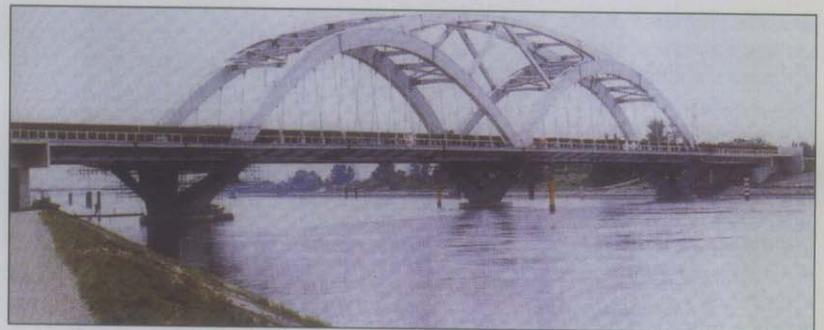


Figura 14

la pasarela del museo Miho compensa la falta de la visión inferior del puente (figura 7).

Christian Menn es un ingeniero muy clásico, formidable seguidor de Maillart, en lo que se refiere a puentes arco muy delgados, pero que, por otro lado, ha proyectado y construido dos puentes especiales y muy personales: el puente de Ganter, curvo en planta de 678 m de

longitud, 170 m de luz máxima y 160 m de altura, un puente atirantado con "velas" de hormigón como soporte del dintel (1980); y el muy sofisticado, complejo y refinado de Sunniberg, de 1999, con una longitud de 526 m, vano principal de 140 m y altura de pilas de 60 m. Es curvo en planta con un dintel muy delgado (figura 8).

Menn realiza un atirantamiento extradorsal, con pilas cortas sobre el dintel,

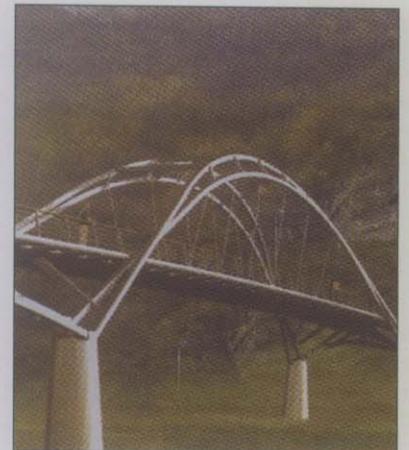


Figura 15



Figura 16

condición estética imprescindible para que un puente continuo alto quede bien.

Bajo el dintel, las pilas son altas, tienen una altura de alrededor de 60 m. Sobre el tablero, la pila tiene una altura cuya relación con la luz del dintel es del orden del 10 al 15%. La forma de la pila es muy rígida, con el fin de que las pilas cortas prácticamente sean un anclaje fijo de los tirantes; y estos sólo se deformen por elongación del acero. A la vez, se reduce el dintel a un espesor de 0,4 m con dos vigas laterales de 0,8 m. Esta extrema flexibilidad del dintel hace que los tirantes trabajen mucho, aun con esa pequeña altura sobre el dintel.

La curvatura en planta, $R=503$ m, le permite empotrar el dintel en las pilas y no necesitar junta de dilatación en el estribo, que es un punto fijo (no sé si solo fijo o empotrado); la dilatación produce un desplazamiento transversal del dintel curvo, arrastrando a las pilas, cuya forma produce una gran flexibilidad transversal (solo tiene dos riostras intermedias).

La heterodoxia de Menn no reside en planteamientos caprichosos que es capaz de resolver, sino en análisis rigurosos de los mecanismos resistentes habituales que cambia cuando le interesa.

Con la torsión, mejor dicho, con el acoplamiento que existe entre flexión y torsión en los dinteles curvos se pueden conseguir estructuras diferentes y diría que formidables. La pasarela atirantada de la Expo 2008 en Zaragoza, de 140 m + 90 m de luz, es un ejemplo de este acoplamiento. Se puede atirantar a un solo borde, pues la torsión se convierte en flexión, produciendo carga variable en los tirantes. Nunca hemos salido de las pasarelas en la aplicación de esta configuración; será hora de hacerlo con puentes (figura 9).

Schlaich ha desarrollado un mecanismo

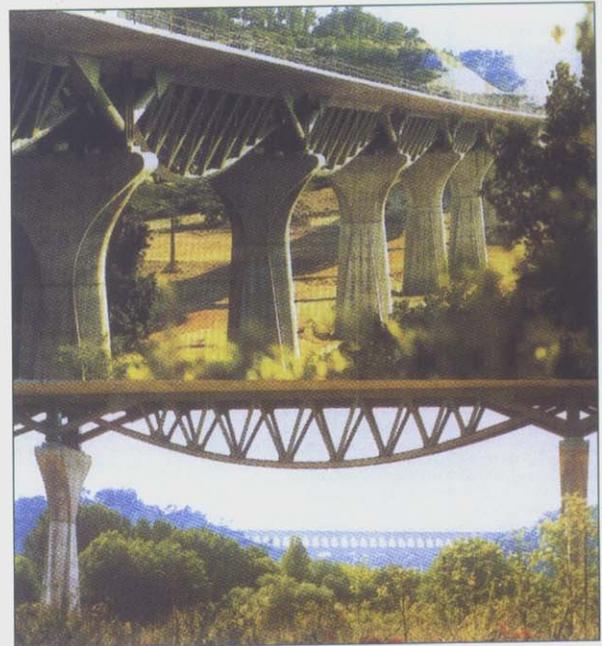


Figura 17

obvio que se concretó, por primera vez, en la pasarela que existe dentro del Museo del puente en Munich. La torsión puede ser resistida por dos fuerzas horizontales y opuestas, como se ve en la figura 10, la curvatura en planta de los tirantes superiores y el tubo inferior desarrolla las Vargas para que la ménsula elemental no gire bajo la influencia de la sobrecarga. ¿Procede todo esto de la portentosa cubierta del estadio olímpico de Munich? Unos simples puntales habrían evitado el cable exterior curvo que introduce la carga horizontal en la ménsula, que ellos podrían introducir mucho más simplemente. Esta invención ha resuelto el problema de las cubiertas: desde el estadio olímpico de Sevilla, todas las alemanas, y el nuevo de la Peintea en Madrid, hasta todas las cúpulas tensigrity americanas (figura 11).

De nuestro trabajo presento dos puentes: el puente de Euskalduna o el puente de Galindo, los dos en Vizcaya.

El puente de Euskalduna, con tres luces de 75,4 m + 113 m + 175,4 m, es una viga en Z constituida por una triangulación superior horizontal, otra vertical y una viga cajón inferior de 2 m de canto. La celosía vertical tiene 6,6 m de canto total. Su rigidez a flexión se consigue por el conjunto de los tres elementos, y la rigidez a torsión como suma de la rigidez de la Z más la del cajón inferior. El puente está en una alineación recta y otra curva de 120 m de radio (figura 12).

Los problemas funcionales (dar cobijo a los peatones bajo la intensa lluvia de Bilbao) se convierten en definidores de unos mecanismos resistentes eficaces.

El puente sobre el río Galindo tiene un arco de 110 m de luz, es curvo en planta, con radio de 250 m. La antifunicularidad del arco curvo se consigue por un atirantamiento transversal cuyas fuerzas se convierten en torsión del tablero (figura 13).

La ingeniería francesa, la formidable ingeniería francesa, está cometiendo a mi entender un error. Cuando quiere hacer un puente especial, con un diseño nuevo, convoca un concurso entre arquitectos, como ha ocurrido con los puentes del TGV Mediterráneo, supongo que asociados con ingenieros, y, eso sí, realizando el proyecto de construcción por el estudio de Greisch, de Bruselas. Marc Mirham, arquitecto e ingeniero, autor de la excelente pasarela de Solferino, presentó dos viaductos.

El viaducto del canal de Donzare: dos arcos continuos en bowstring, de 110 m de luz, y unidos en la parte superior por otro arco que se apuntala sobre los dos arcos (figura 14). Sus estudios indican que la presencia del arco superior y los puntales rigidizan los dos arcos bowstring para cargas alternadas, estableciendo la continuidad entre ambos sin resultados espectaculares, lo que no nos invita a seguir ese camino.

El puente sobre el Mosa es un dintel

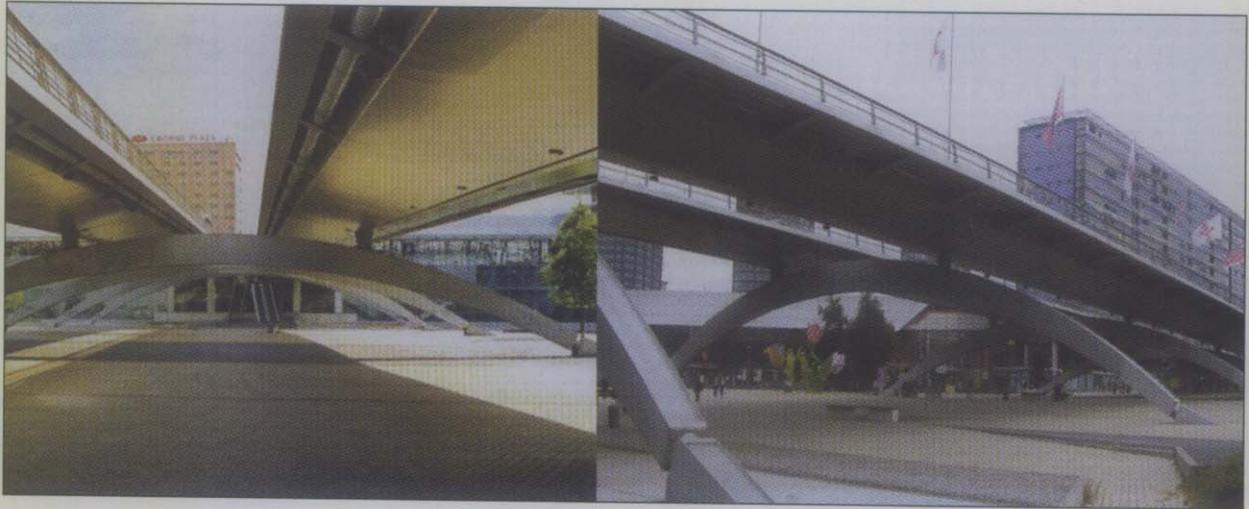


Figura 18

continuo de 108 m de longitud, con dos vanos laterales de 28 m y 30 m, y un tramo central de 52 m soportado por un arco doble, sin otra conexión que la que iguala cortantes verticales (figura 15).

Los viaductos de Mornas y Mondragón, del arquitecto Jean Pierre Duval, son dos arcos desdoblados de 84 m y 121,4 m de luz principal, en su cruce sobre el Ródano, acompañados de dos largos viaductos de acceso. Los dos arcos duplicados están asociados por una serie de tirantes verticales, que después se prolongan hasta el tablero, y por una gran pieza central rígida en el centro de la luz de los dos arcos (figura 16).

Se hicieron varios estudios de conexión entre los arcos: desde dejarlo exclusivamente con péndolas verticales, como quería el arquitecto, hasta establecer una triangulación entre ellos, lo más eficaz que vetó el arquitecto por antiestético, hasta llegar a un acuerdo entre ingenieros y arquitecto disponiendo la pieza, desgraciada pieza central, que unía entre sí los arcos que, a su vez, impedía los desplazamientos longitudinales diferentes entre ellos.

El viaducto del Arco, del arquitecto Bruno Gaudin: se trata de 7 tramos rectos soportados por vigas en celosía en "vientre de pez" (figura 17), de 44 m de luz. Este diseño sustituiría a otro preliminar, bijácena. En la Memoria, el arquitecto dice: "La visión arquitectónica de la obra quería ser la de un hilo tendido -expresión dinámica de un puente de alta velocidad- como un ala de hormigón perfilado que cruza el valle y desaparece detrás de la vegetación el ala se apoya sobre un encaje de metal festoneado que deja pasar el aire del valle". El extraño apoyo sobre las pilas tiene como misión dar continuidad longitudinal a las vigas en celosía, de 43 m de luz, y cantos que varían entre 3,72 m y

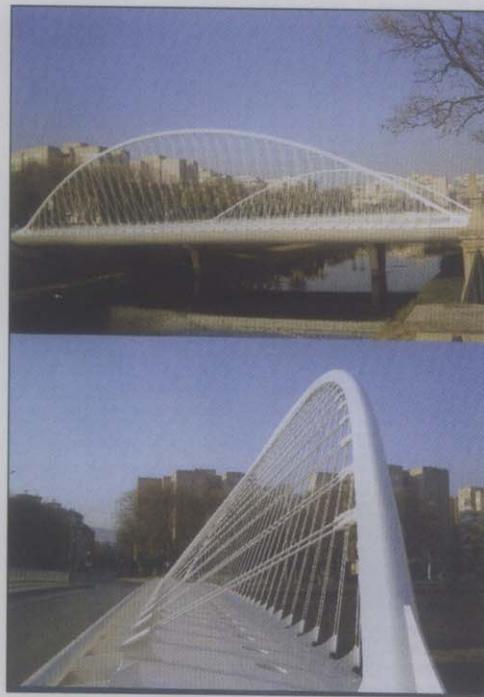


Figura 19

6m. Mantener este apoyo sobre los estribos fue suprimido, pues a los proyectistas les parecía "contra natura".

Otra obra francesa, cuya "heterodoxia" admito con gusto, pero no como lo que acabamos de ver, es el viaducto Le Corbusier de Lille (figura 18), constituido por dos tableros que se apoyan sobre unos arcos inferiores, estructuralmente incorrectos, pero que crean un espacio bajo el puente agradable, en un área totalmente urbana.

Finalmente, una obra de Calatrava, el puente de Murcia (figura 19), no de las más brillantes, pero sí la única que tenía a mano. Calatrava no añade ni ha añadido

nada al mundo de lo resistente, pero formalmente está a diez años luz de estos puentes franceses. Dos puentes que me gustan: el acceso al puente de Alamillo y el puente sobre el Spree en Berlín, y el resto, perteneciente desde luego a este mundo de lo heterodoxo, brillantes, pero que, para mí, presentan el contrasentido de la conjunción entre la brillantez formal y la falta de consistencia resistente. No se puede ser tan bueno formalmente y no añadir nada al mundo de los puentes.

Curiosamente, Calatrava, con lo que me gusta, ha sido muy poco copiado.



Estudio de losas de hormigón de la Ruta Provincial N°1 Provincia de Córdoba

Francisco Locati
Fernanda Poklepovic
Raúl Silva
Cecilia Alt
Pedro Maiza
Silvina Marfil

El siguiente trabajo obtuvo el segundo premio otorgado por el ICPA en el XV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito

Resumen

La problemática de la durabilidad de los pavimentos de hormigón involucra diferentes factores que abarcan desde las características químicas de los cementos, la mineralogía, textura y propiedades físico-mecánicas de los agregados, la dosificación, los aspectos constructivos, las condiciones ambientales reinantes durante la vida en servicio de la obra y las sollicitaciones a las cuales fue sometida la estructura. Las numerosas variables implicadas dificultan la detección de la causalidad del deterioro, aunque distintas metodologías de estudio contribuyen al conocimiento del mecanismo de degradación, ponderando cada variable para establecer el origen y la secuencia de eventos que culminan con el de la estructura.

El pavimento de hormigón de la Ruta Provincial N° 1, que une las localidades de San Francisco y Morteros (Provincia de Córdoba), presenta un marcado deterioro evidenciado por el complejo patrón de fisuración, escalonamiento y ruptura de las losas. Aquellos sectores con una intensa densificación del mapeo de discontinuidades están actualmente siendo reemplazados, la obra tiene entre 26 y 30 años en servicio. En el material removido se observa una reacción entre el agregado y el mortero, restringida frecuentemente al tercio inferior pero que en algunos sectores afecta al espesor total de losa (~20 cm). Para la identificación de las reacciones y los procesos involucrados se extrajeron

muestras de las losas removidas y en aquellas con una fisuración que podría vincularse a la RAS, las muestras se analizaron mediante el examen petrográfico, difracción de rayos X, ensayos de resistencia y análisis químicos.

Los agregados gruesos en general son de tipo metamórfico y corresponden a gneises biotíticos-granatíferos, afectados por procesos de deformación, los agregados finos en su mayoría corresponden a clastos poligranulares de cuarzo o granos monominerales de cuarzo, feldespato potásico y plagioclasa.

La pasta de hormigón se encuentra en buen estado aunque se observan microfisuras de escala micrométrica a milimétrica, algunas con relleno parcial. Los poros frecuentemente se presentan parcial y/o totalmente tapizados por un mineral secundario identificado como ettringita, que incluso puede colmatar las cavidades.

En la superficie del mortero y en las zonas de interfase agregado grueso - mortero son abundantes los productos de neoformación, determinados por DRX como calcita, portlandita y ettringita, estas últimas como fases subordinadas.

La aplicación conjunta de distintas metodologías de estudio resulta una estrategia fundamental a la hora de evaluar cuáles fueron las causas del deterioro de una estructura. La utilización de herramientas aisladas puede llevarnos a detectar solo parte de la problemática y generar confusiones respecto de los factores y procesos que produjeron los efectos nocivos.

El motivo del deterioro parece estar vinculado a diversos factores principalmente constructivos y de mantenimiento.

1. Introducción

La durabilidad de una estructura de hormigón representa la interacción de diferentes factores que contemplan la composición química del cemento, la mineralogía, textura y propiedades físico-mecánicas de los agregados, la dosificación, la relación a/c, la abundancia y conectividad de los poros del hormigón, los aspectos constructivos, las condiciones ambientales y sollicitaciones a las cuales estuvo sometida la estructura (Fernández Luco et al., 2001). En las últimas décadas se ha incorporado a la petrografía como un examen rutinario para evaluar la condición inerte de los agregados, enfocada a determinar la presencia de minerales deletéreos; muchas de las técnicas aplicadas habitualmente en el contexto estrictamente geológico son usadas en la tecnología del hormigón para caracterizar, cuantificar y modelar las distintas patologías del hormigón.

El pavimento de hormigón de la Ruta Provincial N° 1, provincia de Córdoba, que une las localidades de San Francisco y Morteros (Figura 1), presenta un marcado deterioro evidenciado por el complejo patrón de fisuración, escalonamientos y ruptura de las losas. Esta obra fue ejecutada a comienzos de la década de 1980, dividida en tres tramos: San

Francisco - Porteña, Porteña- Prog. 57,2 km y Porteña (Prog. 57,2 km) - límite con Santa Fe, con una longitud total de aproximadamente 95 km. Las tareas actualmente de reparación realizadas en los sectores más deteriorados incluyen la remoción y ejecución de algunas losas de hormigón; esta tarea permitió observar una marcada patología desarrollada en el tercio inferior de la losa que alcanza mayor desarrollo según la densificación de las discontinuidades. En el siguiente trabajo se hace una completa recopilación de los antecedentes vinculados a la etapa de construcción de la obra y se evalúan las características actuales de la misma para entender las causas que dieron origen a su deterioro.

2. Antecedentes de la obra

2.1. Características constructivas de la obra

La Ruta Provincial N°1 correspondiente a la red primaria provincial se desarrolla en el cuadrante noreste de la provincia de Córdoba, en dirección norte-sur y une a las ciudades de San Francisco, Porteña, Brinkmann y Morteros, entre otras, con una longitud aproximada a los 95 km. Resulta la obra de mayor longitud de la red provincial ejecutada en pavimento rígido, desde entonces y hasta la fecha. La obra se planteó en tres tramos, el primero de 50 km entre las localidades de San Francisco y Porteña; el segundo desde Porteña hacia Seeber con una longitud de 7,2 km; y el tercer tramo desde el final del segundo y hasta el límite con la provincia de Santa Fe, de aproximadamente 36,9 km; adjudicados a distintas empresas y con diseños estructurales diferentes.

•Tramo San Francisco-Porteña

En este tramo el diseño del pavimento rígido preveía un ancho de calzada de 7,30m y un espesor de 0,20 m, con pasadores de acero común de 25 mm de diámetro, 50 cm de longitud y 30 cm de separación para las juntas de contracción separadas cada 5 m y normales al eje longitudinal de la calzada, barras de unión de acero especial de 8 mm de diámetro y 55 cm de longitud y 50cm de separación para la junta central longitudinal. Juntas de expansión en empalmes y en coincidencias con estructuras existentes.

El proyecto contemplaba la realización del pavimento de hormigón sobre la carpeta asfáltica preexistente cuando su estado lo permitía. En malas condiciones

preveía la ejecución de una base de suelo-cemento sobre la antigua calzada ($e=10$ cm), en ambos casos y a nivel de la rasante existente se efectuaron ensanches con suelo-cemento de 0,20 m de espesor y 0,50m de ancho a cada lado. En los casos de nueva traza, el proyecto de la estructura contempló una base antibombeo de 0,15 m de espesor.

Los terraplenes se realizaban con suelos de préstamo lateral, utilizándose suelo seleccionado en la ejecución de los últimos 30 cm superiores del terraplén.

El suelo de yacimiento es clasificado como A4(8), con un índice de plasticidad variable entre 4,8 y 9,9%, con valores de sales solubles totales de hasta 1,02% y sulfatos solubles menores a 0,34%. El curado de la base suelo-cemento se realizó con emulsión EBM1.

Los agregados utilizados en la elaboración del hormigón corresponden al área de La Calera para el agregado triturado grueso y de la cantera Las Higueras sobre Río II, próximo a la localidad de Villa Concepción El Tío, la arena silícea. El cemento utilizado, según el pliego de especificaciones particular, es de procedencia de Yocsina, de tipología normal.

La resistencia característica de los testigos debió ser superior a 280 Kg/cm², la dosificación contempló 400 kg de cemento,

180 l de agua, 1,145 tn/m³de agregado grueso y 0,675 tn/m³de agregado fino. La elaboración del hormigón se realizó con planta dosificadora en peso, y un asentamiento especificado de 2 a 4 cm. La distribución se realizó con una terminadora autopropulsada que diera el gálibo necesario para ejecutar toda la calzada de una sola vez y contaba de un sistema mecánico de reglado longitudinal y transversal. El curado del hormigón se realizó con antisol.

Las juntas fueron aserradas con disco de acero y superficie de diamante, se sellaron con perfil de tipo neoprene sikanorm. Las juntas de contracción se realizaron cada 5 m en dirección perpendicular al eje.

•Tramo progresiva Porteña (50 km) a progresiva 57,2 km

Con una longitud total de 7,2 km fue concluido en el año 1979, ejecutado por la Empresa Vimeco. De este tramo no se cuenta con antecedentes.

•Tramo Porteña-límite Santa Fe (prog. 57,2 - Límite Santa Fe)

El proyecto se desarrolló sobre la traza existente, salvo las variantes a las zonas urbanas. El pavimento fue resuelto en la

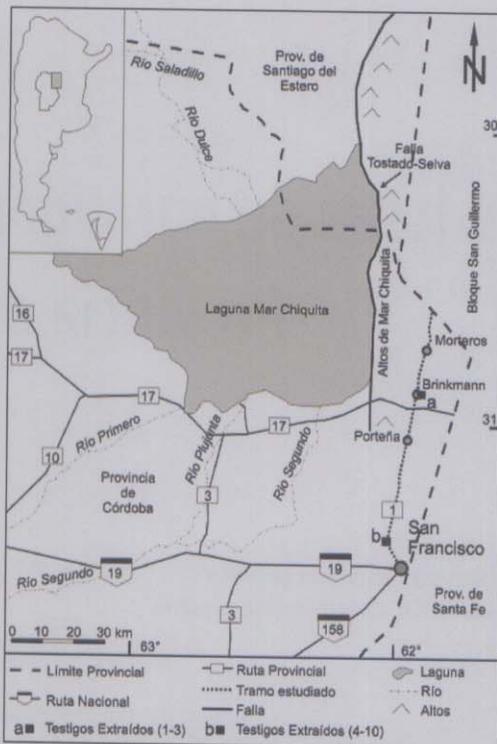


Figura 1.- Ubicación del tramo estudiado (Ruta Provincial N° 1). Los puntos a y b corresponden a las zonas donde extrajeron testigos.

variante rígida, con un ancho de calzada de 7,30 m, espesor mínimo de la losa de hormigón de 0,20 m y ancho de coronamiento de 13,30 m. Las juntas transversales de contracción son oblicuas respecto del eje de calzada, diseño que no considera el uso de pasadores en estos casos. El apoyo de las losas se previó sobre el pavimento existente previo ensanche en 0,40 m de cada lado con mezcla similar a la sub-base cementada y con un espesor de 0,20 m, y en las variantes a las zonas urbanas debía ejecutarse una sub-base de suelo (25%) - granular (75%) - cemento (3%). Tanto el terraplén como la subrasante se previó ejecutar con suelo de préstamos y yacimientos, material que debía cumplir las siguientes características: índice de plasticidad menor o igual a 10%, límite líquido menor a 40, sales totales menor a 1,5% y sulfatos menores a 0,5%.

El hormigón para calzada debía cumplir con una resistencia característica a la compresión sobre testigos de 280 kg/cm² previéndose el siguiente dosaje: 0,385 tn/m³ de cemento Portland normal, 0,639 tn/m³ de agregado fino, 1,214 tn/m³ de agregado grueso, 173 l/m³ de agua, una relación a/c de 0,45. El asentamiento proyectado fue de 2 a 4 cm para moldes laterales fijos o de 3 a 5 cm en el caso de encofrados deslizantes, siempre medidos en el cono de Abrams. (IRAM 1536).

El dosaje de obra denominado "dosaje 1" contempló la siguiente composición: 0,400tn/m³ de cemento Portland, 180l/m³ de agua, 0,6415 tn/m³ de agregado fino, 1,218 tn/m³ de agregado grueso compuesto por 0,487 tn/m³ de triturado 6-30 mm (40%) y 0,731 tn/m³ de triturado 30-50 mm (60%). Este dosaje se empleó en la ejecución de calzada que se inició el 22/09/81 de prog. 4,997 hacia prog. 0,00 y los testigos no alcanzaron los valores de resistencia especificados, a pesar del alto tenor de cemento, el asentamiento variaba de 3 cm a 6 cm. Los testigos presentaban además el mortero desgranable, quebradizo y con aspecto de mal fraguado. En primera instancia se mejoró la intensidad del riego de curado de 0,25 l/m² a 0,50 l/m² mejorando el aspecto y la resistencia. Este dosaje se utilizó hasta el 29/10/81 (losa 2-9).

A partir del 30/10/81 y hasta el 11/11/81 se empleó el dosaje N°2 (losa 2-210 y 2-82) compuesto por 0,400 tn/m³ de cemento, 175 l/m³ de agua, 0,647 tn/m³ de agregado fino, 1,230 tn/m³ de agregado grueso, compuesto por 0,480 tn/m³ de triturado 6-30 mm y 0,750 tn/m³ de triturado 30-50 mm, una relación a/c de 0,44, la incorporación de un fluidificante

rioplast en la cantidad de 2,4 kg/m³.

La corrección se estableció con un nuevo dosaje denominado "dosaje 3" con las siguientes características: 0,400 tn/m³ de cemento, 160l/m³ de agua, 0,660tn/m³ de agregado fino, 1,253tn/m³ de agregado grueso, compuesto por 0,501tn/m³ de triturado 6-30mm y 0,752 tn/m³ de triturado 30-50mm, una relación a/c de 0,40, la incorporación de un fluidificante plastiment BV40 en la cantidad de 1,5 kg/m³ (0,375% del peso del cemento se recomendaba entre 0,2% y 0,5%). El asentamiento variaba entre 3 cm y 5 cm; con este último dosaje se logró mejorar los valores de resistencia a compresión simple, alcanzando las especificaciones. Estudios del Laboratorio de la DPV para el dosaje 3 obtuvieron resistencias en probetas a 28 días de 345 kg/cm². No obstante para algunas condiciones meteorológicas exigentes, se consignó un nuevo dosaje denominado "dosaje 4" con las siguientes proporciones: 0,400 tn/m³ de cemento 168l/m³ de agua, 0,656 tn/m³ de agregado fino, 1,247 tn/m³ de agregado grueso, una relación a/c de 0,42 y 1,1 kg/m³ (0,275%) de plastiment BV40, los estudios del Laboratorio de la DPV para este dosaje obtuvieron asentamientos del orden de 6cm y resistencias de hasta 317 kg/cm². Para condiciones termohídricas más favorables, cuando la temperaturas oscilaba entre 5 y 15°C y había elevada humedad se volvió a utilizar el dosaje 1.

El hormigón era dosado en planta, mezclado y transportado en motohormigoneras y la distribución se efectuó con una terminadora autopropulsada que cubría todo el ancho en una sola pasada y con vibradores de placas, moldes deslizantes, tren terminador, Gomaco Internacional 650 S; y aplicación de membrana de curado Antisol E con dotación variable de hasta 0,5 l/m². Ante algunas dificultades que se presentaron en la efectividad de esta membrana, se realizaron distintas determinaciones con el ensayo de retención de humedad (ASTM-C-156-74/IRAM 1673) a efectos de verificar una pérdida de agua inferior a 0,055 gr/cm² (0,55 l/m² en 72horas). Respecto de las determinaciones efectuadas por el ITH pérdidas de 0,043 gr/cm² para una intensidad de 0,200 l/m², en obra se verificaron pérdidas hasta cuatro veces superiores, 0,200 gr/cm² para una intensidad de riego de 0,250 l/m², según los antecedentes de la obra. Dependiendo de las condiciones meteorológicas y de textura de la superficie del hormigón las recomendaciones existentes a ese

momento, eran de 200 cm³/m² a 270 cm³/m² como dotación del riego a fin de lograr una película mínima de 200 µm que proporciona un curado equivalente de 7 a 10 días; aunque según las recomendaciones de la American Concrete Institute (ACI) podría requerirse de hasta 400 cm³/m² en condiciones desfavorables.

Al momento de la construcción de la obra proyectada, las condiciones tanto de la capa freática como del agua libre en zonas de préstamos y calzada existente, resultaron más críticas que en la etapa de proyecto. Esto tuvo incidencia en varios e importantes aspectos, en primer lugar el suelo para terraplén, sub-rasante y demás usos no pudo proveerse de préstamos laterales ni de los yacimientos previstos. En gran parte de la traza los préstamos estaban inundados, y en sectores también la calzada existente, se recurrió entonces a un yacimiento en la zona del canal Morteros que abasteció las necesidades de gran parte de la obra principal. Las condiciones del pavimento existente desmejoraron de tal forma que por ejemplo en el sector límite con Santa Fe - Morteros y fundamentalmente en los 5 km iniciales, el espesor medio de la calzada que apoyó directamente fue superior en 0,04 m al mínimo previsto, por compensación en la restitución de gálibo. En el siguiente kilómetro y medio debió reciclarse lo existente en un espesor de 0,15 m con la incorporación de un 3% de cal, y la construcción de una sub-base de similares características a la contemplada para la zona de variantes urbanas, en 0,15m de espesor. En los sectores comprendidos de prog. 24,200 a 26,560 km; de prog. 31,100 a 31,400 km y acceso norte a Brinkmann, se ejecutó una capa de suelo-cal en 0,15 m de espesor a efectos de restituir la subrasante ante la destrucción total de la carpeta y base del pavimento preexistente. En la zona de la variante a Brinkmann existía agua libre en más de 0,50 m como en otros varios sectores, de manera que debió recurrirse a distintas acciones como desbarres, mesa de trabajo con el empleo de cal para la posterior construcción de los terraplenes según las especificaciones del proyecto, elevación de cotas de subrasantes para alejarla de la capa freática.

2.2. Procedencia de los agregados y características físico-mecánicas

Los agregados gruesos utilizados en la elaboración del hormigón en el tramo San Francisco- Porteña corresponden al

explotado en el área de La Calera, con un tamaño nominal de 4,8 a 51 mm y un valor de desgaste de Los Ángeles menor a 30%. La procedencia del agregado fino, arena silíceo, es de la cantera Las Higueras sobre Río II, en inmediaciones a la localidad de Villa Concepción El Tío.

En el tramo Porteña-límite con Santa Fe el triturado pétreo utilizado proviene de la cantera Yocsina (Corcemar), conformado por la granulometría 6-30 mm y 30-50 mm. Sus propiedades físico-mecánicas están caracterizadas a través del peso específico, equivalente a 2,78, desgaste Los Ángeles de 22,6% y cubicidad de 0,71. Los ensayos realizados sobre el agregado fino de la cantera Gudiño de Villa Concepción indican un módulo de fineza entre 2,73 y 3,21, equivalente arena variable de 86 a 89,7% y peso específico de 2,60. Por razones de provisión también se empleó la arena silíceo de la cantera Franch de la localidad de Tránsito, con un módulo de fineza de 3,06 y equivalente arena de 93,6%.

3. Materiales y Métodos

Se analizaron los antecedentes de la zona estudiada a partir de los archivos de Vialidad de la Provincia de Córdoba y de imágenes satelitales históricas del sector. Se realizó la observación in situ de la obra a fin de verificar su estado y decidir las áreas de extracción de los testigos de hormigón. Se realizaron cortes delgados para su observación bajo microscopio óptico de polarización. Se determinaron los productos de neoformación mediante análisis petrográfico y difracción de rayos x utilizando un difractor Rigaku D-Max III C con radiación de Cu K α y monocromador de grafito con 35Kv y 15mA. Se determinó la resistencia a la compresión de los testigos extraídos de las diferentes zonas. Se determinó el contenido de sulfato y sales totales en el suelo, en el agua subterránea y en la base de suelo-cemento. Se determinó la plasticidad del suelo de fondo de cuneta. Se determinó el nivel de carbonatación del hormigón a través de observación macroscópica utilizando tinción con fenofaleína y observación bajo microscopio óptico de polarización. Los testigos se extrajeron según lo establecido en la norma 1551 para evaluar la estructura en servicio (IRAM 1874-2), se ensayaron los testigos sin daños para determinar la resistencia a la compresión (IRAM 1546). Las muestras de suelos y suelos estabilizados fueron analizadas para valorar la concentración de

sales totales y sulfatos (norma VN E18-89), la presencia de carbonatos se valoró con el método del calcímetro de Bernard (norma NLT-116/59). Para la determinación de la composición química del agua se realizó el procedimiento establecido en las normas IRAM 1601, IRAM 1872 y ASTM D 1067-92.

4. Resultados

4.1. Observación in situ de la obra

La Ruta Provincial N $^{\circ}$ 1 presenta diversas patologías que comprometen la durabilidad y serviciabilidad de la obra. A continuación se describen brevemente algunas de las observaciones realizadas vinculadas a la fisuración y degradación.

En el inicio del tramo de San Francisco-Porteña, primeros 5 km, la zona de inserción de los pasadores muestra sistemáticamente un marcado deterioro, vinculado al posicionamiento superficial de los pasadores lo que compromete la transferencia de carga, esto puede observarse en el resto del tramo pero en forma puntual y aleatoria. También se manifiestan evidencias de fenómenos de bombeo con el desarrollo de los conductos entre la banquina y la losa, producto de la succión y expulsión de agua con suelo, con la posterior fisuración diagonal de las losas por acumulación de material fino en la interfase base-losa. Fisuras longitudinales de continuidad hasta 15 m, con apertura de 3 a 5 mm. Algunas losas muestran una distribución paralela con una separación entre 30 y 50 cm; también se presentan escalonamientos de losas.

En sectores se observó el desarrollo de fisuras en mapa, sin orientación definida pero con mayor desarrollo en zonas aledañas a las juntas de contracción y fisuras longitudinales previas.

En el tramo de Porteña-límite con Santa Fe es de relevancia el escalonamiento de losas fundamentalmente entre el cruce con RP N $^{\circ}$ 17 y la localidad de Brinkmann, roturas de esquinas, fisuración longitudinal que afecta todo el espesor de la calzada (~20 cm), fenómenos de bombeo y mapeo en distintos grados de avance acompañada de una decoloración. El diámetro de las distintas placas desarrolladas en el mapeo varía entre 5 y 10 cm, fisuras que pueden estar rellenas por un material blanquecino, la apertura de estas fisuras raramente excede los 3 mm. Con el grado de avance de la patología disminuye el tamaño de las placas, y favorece el desprendimiento.

4.2. Extracción de testigos

Se seleccionaron cuatro zonas para la extracción de testigos: tres ubicadas en el tramo San Francisco - Porteña (prog. 5,58 km, 8,38 km y 9,30 km) y la restante en el tramo Porteña-límite con Santa Fe (prog. 28,4 km, variante de Brinkmann) (IRAM 1551).

Se extrajeron tres testigos de cada zona para evaluar la estructura siguiendo los lineamientos establecidos en la norma IRAM 1874-2, excepto en la progresiva 9,30 km, en la que se obtuvo un único testigo con el fin de valorar el proceso de decoloración y exudación de un material blanquecino.

La litología de los agregados determinada mediante el análisis de los testigos extraídos de los distintos tramos muestra la naturaleza principalmente metamórfica, constituida por gneises masivos y bandeados, anfibolitas, en proporciones menores se presentan rocas graníticas y calcáreas metamórficas, estas últimas en el sector de Brinkmann. Los agregados gruesos presentan una morfología subangulosa, con una distribución homogénea y de graduación continua.

Las muestras tomadas en los puntos de mayor densidad de fisuras tipo mapa desarrolladas en cada losa, se caracterizan por una apertura de hasta 3 mm y un desarrollo en profundidad entre 5 y 7 cm. Estas fisuras por lo general se prolongan siguiendo el contacto entre el agregado grueso y el mortero. Solo una muestra indicó una marcada degradación en los primeros 10 cm entre el agregado y la pasta.

Casi la totalidad de los testigos presentan el desarrollo de fisuras en la base, con una profundidad de entre 3 y 5 cm.

Los poros, de tamaño variable entre 50 μ m y 1 cm, muestran una distribución aleatoria en todo el espesor de la losa, con una morfología esférica. En contacto con los agregados de mayores dimensiones se observan poros de morfología elongada y mayores dimensiones (<1,5 cm), algunos se presentan rellenos por minerales neoformados colmatando las cavidades.

En algunos testigos y muestras de las losas reemplazadas se observaron ciertos rasgos petrográficos descritos por Raphaél et al. (1989) como indicadores de la reacción álcali-agregado (RAA). La RAA se manifestaría por la generación de un borde de reacción y decoloración del agregado en el borde periférico, fracturas o

Sección	Sup. (m ²)	Nº Mtras	Resist. Media kg/cm ²	Resist. Caract. kg/cm ²	Coef. Variac.	a/c media	Dosaje	Curado (l/m ²)
1	7614	22	266	240	0,11	0,479	1	0,250
2	7621	18	265	245	0,09	0,454	1	0,250
3	7519	17	317	296	0,08	0,445	3	0,500
4	7519	20	322	303	0,07	0,417	3	0,500
5	6015	21	334	314	0,07	0,396	3	0,500
6	9206	24	344	326	0,06	0,394	3	0,500
7	9855	25	340	320	0,07	0,401	3	0,500
8	9694	23	354	335	0,06	0,395	3	0,500
9	9563	21	383	365	0,06	0,382	3	0,500
10	7205	20	338	295	0,15	0,453	1	0,500

Cuadro 1: Resumen comparativo de los antecedentes de las distintas secciones en el tramo Porteña-Límite con Santa Fe. Cada muestra corresponde al promedio de dos testigos de una losa.

microfracturas inter e intragranulares y separación de los planos de laminación de las metamorfitas de estructura bandeada.

En el mortero se observa el desarrollo de un frente de carbonatación desde la base de la losa hasta un tercio del espesor del hormigón, en la parte superior se restringe a 0,5 cm evidenciado por la ausencia de reacción ante la fenolftaleína (Walker et al., 2006). En los contactos de los agregados se desarrolla un halo leucocrático que reacciona con el ácido clorhídrico, identificado como carbonato que se canaliza a partir de las fisuras y cavidades, avanzando sobre el mortero. Minerales solubles como cloruros y sulfatos también están presentes, fases que se solubilizan cuando los testigos o muestras son cortados con el disco diamantado refrigerado con agua.

El proceso de la RAA no fue evaluado con profundidad en esta etapa del trabajo, sólo se determinó la presencia de un material transparente, incoloro, de estructura amorfa (determinado por DRX) que tapiza algunas cavidades y bordes de fisuras, además de la presencia del mapeo característico a nivel de superficie en varios sectores.

4.3. Resistencia a la compresión de testigos

Se ensayó a la compresión simple (IRAM 1546), por cada losa uno de los tres testigos obtenidos, seleccionándose el que presentaba menor fisuración, pero sin descartar ni la parte superior ni la inferior de las mismas. El testigo correspondiente al tramo Porteña-Límite con Santa Fe alcanzó una resistencia a la compresión simple corregida por altura, de 260,8 kg/cm², si tenemos en cuenta que en la valoración realizada en su etapa constructiva no se determinaron para este sector resistencias inferiores a las especificadas. Los antecedentes indican resistencias medias entre 317 kg/cm² y 383 kg/cm² (dosaje 3, Cuadro 1), su reducción en este testigo, entre otros factores aún en proceso de evaluación, puede ser atribuible al grado de macro y microfisuración que presentan. El testigo 4 (prog. 5,58 km) alcanzó una resistencia de 114,9 kg/cm² y el Nº10 (prog. 8,38 km) 165,6 kg/cm², ambos corresponden al tramo San Francisco-Porteña.

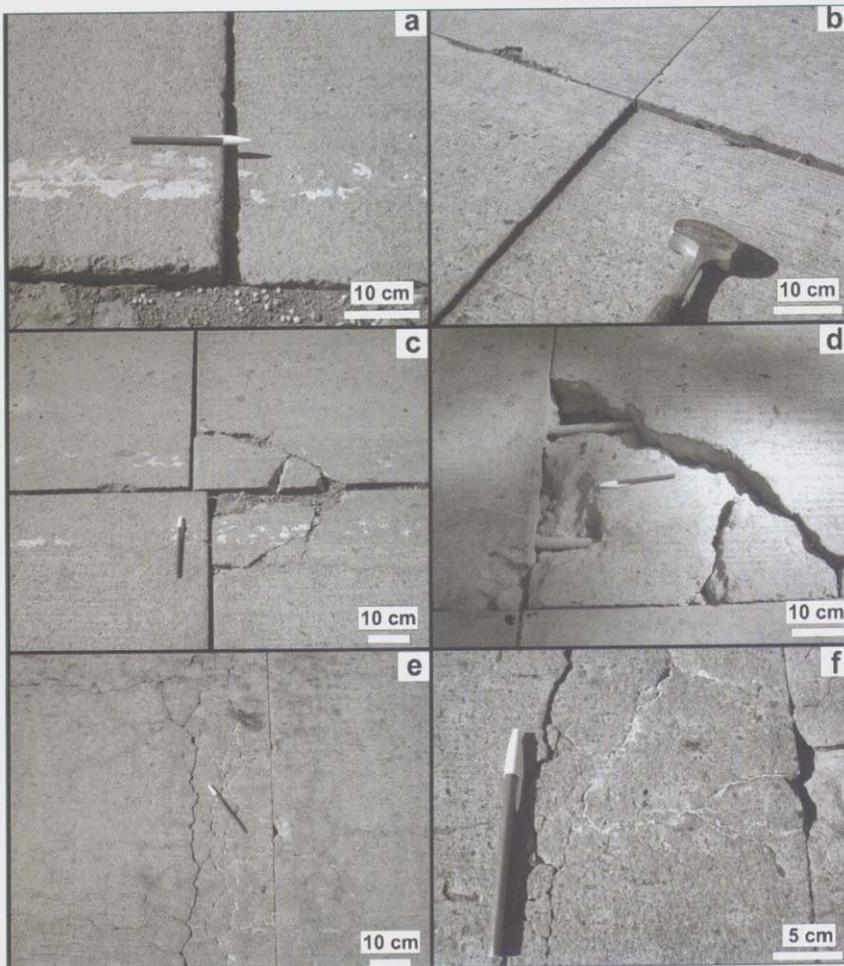


Figura 2.- Fotografías de la estructura. a y b) Escalonamiento de las losas. c) Losas dislocadas y ruptura de las esquinas. d) Ruptura de losas en la zona de pasadores. e) Zona fisurada en el sector de junta. Se observan fisuras de primer orden paralelas a la junta, no rellenas y de mayor apertura, y otras de segundo orden en forma de mapa, con paredes oscurecidas a blanquecinas y de menor apertura. f) Acercamiento de las zonas con fisuras rellenas.

4.4. Microscopía óptica de polarización y determinación de productos de neoformación mediante Difracción de Rayos X

Las losas de hormigón presentan fisuras de importancia de tipo longitudinal, transversal, oblicuas y en mapa (Figura 2). Las fisuras dispuestas en mapa en ocasiones presentan relleno parcial.

En los testigos extraídos se observa una reacción entre el agregado y el mortero, restringida frecuentemente al tercio inferior pero que en algunos sectores afecta al espesor total de losa (~20 cm).

La pasta de hormigón se encuentra en buen estado aunque se observan microfisuras de escala micrométrica a milimétrica, algunas con relleno parcial en el contacto mortero-agregado que en ocasiones atraviesan los agregados. Los poros frecuentemente se presentan parcial y/o totalmente tapizados de un mineral acicular (posiblemente ettringita). Se observa carbonatación parcial del mortero en sectores próximos a las fisuras y cavidades. En ocasiones se observan agregados que se separan del mortero (Figura 3).

En la superficie del mortero, en las zonas de interfase agregado grueso - mortero y relleno burbujas de aire, son abundantes los productos de neoformación. Se separó este material bajo el estereomicroscopio y se analizó por DRX determinándose la presencia de calcita de forma predominante y algunos sulfatos hidratados, no pudiéndose determinar la especie mineral. También se identificaron silicatos de calcio hidratados, productos frecuentes en la hidratación del cemento. Se atacaron las muestras con ácido clorhídrico para eliminar el carbonato y se observaron al microscopio petrográfico identificándose un material de hábito fibroso acicular correspondiente a un sulfato (no correspondiente a yeso, posiblemente ettringita) junto a otro material isótropo de fractura irregular concoidal que no pudo ser identificado.

4.5. Determinación de la agresividad del suelo y del agua en contacto con la estructura

Se analizaron muestras de suelo del fondo de cuneta extraídas a 0,60 cm de la superficie del terreno, muestras de la base suelo-cemento y una muestra de agua de la capa freática para establecer la agresividad del entorno de la estructura (IRAM 1872).

La muestra de agua fue analizada para determinar el contenido de residuo sólido (35,4 g/l), contenido de sulfato (312,4

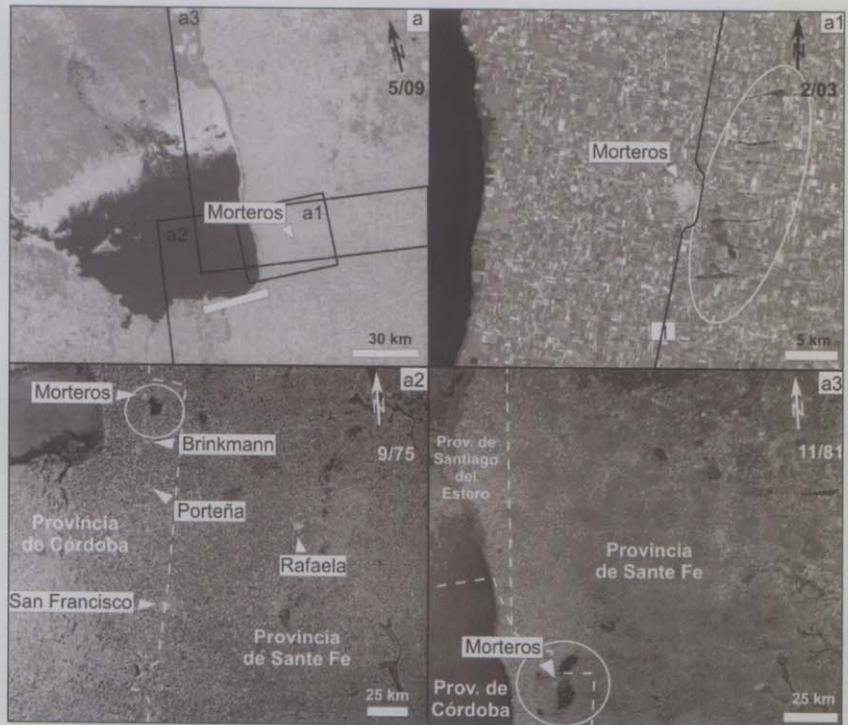


Figura 3.- a y b) Material de neoformación que rellena burbujas de aire (posiblemente ettringita). También se observa carbonatación asociada a bordes de burbujas y bordes de agregados. c) Fisura que atraviesa la pasta y separa algunos agregados del mortero. Se observa carbonatación en ambas paredes de la fisura y en los bordes de los agregados. d) Fisura que atraviesa un agregado. Presenta relleno de carbonato y minerales fibrosos posiblemente ettringita.

mg/l), cloruro (5,79 g/l), pH (6,99), carbonatos (0%) y bicarbonatos (610 mg/l), lo que indica que la freática muestra una composición netamente clorurada, con concentraciones de HCO_3^- y SO_4^{2-} (IRAM 1601, IRAM 1872, ASTM D 1067-92). Los antecedentes del área en los estudios del agua para la elaboración del hormigón indican para la planta del obrador, bomba

municipal de Morteros, bomba de Tolosa, molino Tejero y laboratorio del obrador, los resultados del Cuadro 2.

Los análisis de aguas indican una alta concentración de sales totales y concentraciones de sulfatos mayores a 140 mg/l. Los valores indican una clasificación de la agresividad de débil a moderada (Giovambattista, 2001).

Lugar	Sales totales g/l	Sulfatos (SO_3) g/l	pH	Cloruros g/l
Planta Obrador	2,21	0,14	6,4	0,48
Bomba Municipal	1,75	0,21	6,2	-
	2,22	0,55	6,2	-
Bomba de Tolosa	2,86	0,34	6,1	-
	2,93	2,29	6,4	-
Molino de Tejero	2,02	0,52	6	-
	6,28	1,26	6,8	-
Laboratorio del obrador	2,55	0,55	5,9	-

Cuadro 2: Antecedentes de la composición química del agua subterránea.

Lugar		Humedad natural	Sales y sulfatos	Carbonatos
Prog. 5,58km	Suelo fondo de cuneta	13,57%	No flocula	2,58%
	Suelo-cemento	11,3%	No flocula	12,85%
Prog. 8,38km	Suelo fondo de cuneta	29,11%	No flocula	2,47%
	Suelo-cemento	12,66%	No flocula	10,67%
Prog. 28,4km	Suelo fondo de cuneta	23,47%	No flocula	3,24%
	Suelo-cemento	9,76%	No flocula	11,53%

Cuadro 3: Humedad natural, concentración de sales, sulfatos y carbonatos en los suelos de fondo de cuneta y la base suelo-cemento.

En los suelos del fondo de cuneta y en la base suelo-cemento se determinaron la humedad natural, carbonato de calcio por el método del calcímetro de Bernard, y el contenido de sales y sulfatos (Norma V.N. E-18) (Cuadro 3).

Ninguna de las muestras analizadas floculó en el ensayo de determinación de sales y sulfatos indicando que su concentración es menor a 0,1%. Valores similares fueron establecidos en los suelos de los yacimientos, los antecedentes indican que los ensayos de determinación de sales totales oscilaba entre <0,1% y 0,29%, el contenido de sulfatos de <0,1% a 0,12% y no contenían carbonatos.

Los suelos naturales del fondo de cuneta presentan una concentración de carbonatos variable entre 2,47 y 3,24%,

valores que presentan escasa dispersión; en la base suelo-cemento se determinaron concentraciones muy superiores, de 10,67 a 12,85%, valores que podrían indicar una mayor carbonatación pero debemos recordar que algunos componentes del cemento reaccionan con el HCl indicando una mayor disponibilidad de carbonatos.

5. Características morfoestructurales e hidrológicas del área

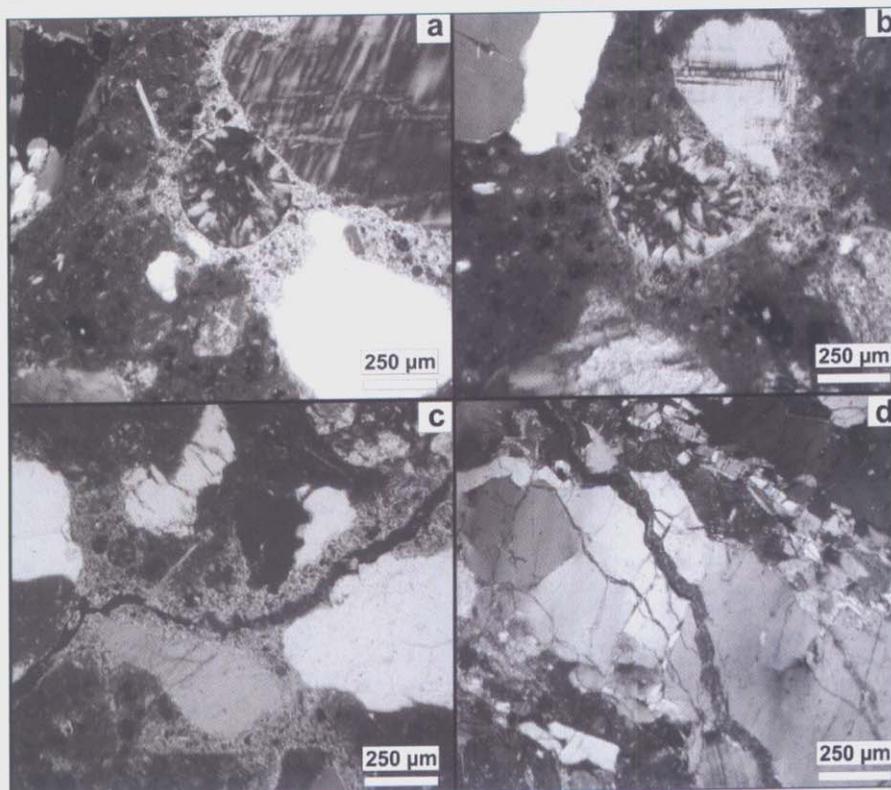
El sector noreste de la provincia de Córdoba se caracteriza por el desarrollo de un cuerpo de agua salada denominado Laguna Mar Chiquita (Figura 1). Su

extensión areal es variable con valores medios de 2.000 a 4.500 km², llegando a valores superiores de 6.000 km² (datos de la SRH), dependiendo de las fluctuaciones del nivel de la misma.

Al este de la laguna se desarrolla la Falla Tostado-Selva de dirección norte-sur que eleva los sectores denominados Altos de Mar Chiquita, separando los dominios de la laguna del sector oriental denominado Bloque San Guillermo. Sobre este bloque, compuesto principalmente por sedimentos loésicos, se desarrolla el trazado de la Ruta Provincial N° 1, objeto de estudio de este trabajo.

La laguna presenta fluctuaciones anuales de nivel y presentó importantes fluctuaciones a través del tiempo, es por eso que su contenido salino fue variando con valores mínimos aproximados de 28,7 g/l y valores máximos de 270,7 g/l, siendo las sales más abundantes el cloruro de sodio y el sulfato de sodio, y en menor medida el sulfato de calcio y el sulfato de magnesio. El contenido salino parece estar relacionado con el aporte del Río Saladillo que atraviesa la Salina de Ambargasta y desemboca en el Río Dulce con destino final en la laguna en épocas de crecidas, así como de las aguas subterráneas provenientes del oeste que se enriquecen en sales y que actúan balanceando los altos niveles de evaporación; sin embargo parece no producirse el proceso contrario de aporte de la laguna a las aguas subterráneas (Durigneux, 1978; Martínez,

Figura 4.- Imágenes Satelitales de la Laguna Mar Chiquita. a) Imagen LANDSAT de mayo del 2009 (CONAE, Comisión Nacional de Actividades Espaciales). a1) Ciudad de Morteros. Pueden verse las paleo cañadas en dirección E-O de forma subparalelas muy cercanas a la ruta (círculo blanco). Imagen LANDSAT de febrero de 2003 (CONAE). a2) En épocas de intensa lluvia las cañadas y la zona deprimida asociada se inundan (se observa una mancha negra cerca de la ciudad de Morteros – círculo blanco). Imagen LANDSAT falso color compuesto de septiembre de 1975 (Atlas Total, 1982). a3) La zona anegada es mayor pero se localiza en los mismos sectores de cañadas y zonas deprimidas cercanos a la Localidad de Morteros y a la Ruta Provincial N° 1 (círculo blanco). Imagen LANDSAT falso color compuesto de noviembre de 1981 (Atlas Total, 1983)



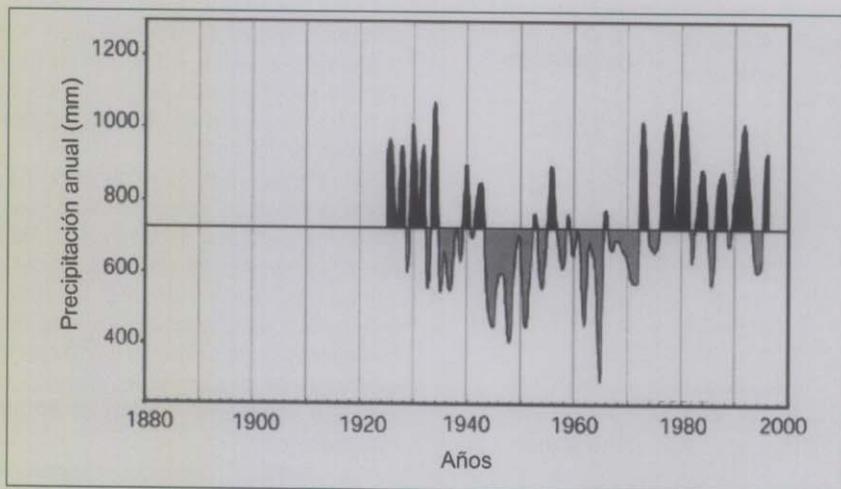


Figura 5.- Precipitaciones anuales (mm) en la zona de Mar Chiquita (Piovano et al., 2002). En gris se observan los valores más bajos que el promedio y en negro los valores mayores que el promedio.



Figura 6.- Fotografías de zonas inundadas durante el período de construcción de la obra. a) Vista norte de la ciudad de Brinkmann de marzo de 1982. Los campos que aparecen con una tonalidad gris claro presentan intenso anegamiento; b) Vista de un desvío (zona de Morteros) de febrero de 1981.

1990, 1991, 1995; Martínez et al., 1994; Reati et al.; 1997; Dapeña y Panarello, 2001; Piovano et al., 2002, 2004a, 2004b; Bucher y Bucher, 2006; Pasquini et al., 2006; Troin et al., 2008).

Si bien los antecedentes bibliográficos evidencian comportamientos diferentes entre las aguas subterráneas que aportan a la laguna y los sectores ubicados al este de Los Altos, la salinidad del agua subterránea de todo el sector se ve incrementada por la interacción con los loess de la zona. Es importante aclarar también que ambos sectores actúan superficialmente como dos cuencas separadas.

A pesar de que el Bloque San Guillermo posee leve inclinación hacia el este y que actualmente la zona no se encuentra inundada, existen registros de

anegamiento especialmente en la zona de la localidad de Morteros, asociados a períodos de precipitación intensa como consta en los registros de la etapa de construcción. Esto posiblemente se produzca debido a la existencia de viejas cañadas (Figura 4(a1)), fracturas jóvenes y de zonas deprimidas localizadas (Brunetto, 2008) que en épocas de fuertes lluvias se inundarían fácilmente.

Al vincular los datos de precipitaciones anuales de la zona, extraídos de Piovano et al. (2002, Figura 5), con las imágenes satelitales del año 1975 y 1981, podemos ver que esas características geomorfológicas del terreno se convierten en sectores propensos al anegamiento en períodos de precipitaciones intensas. La imagen del año 1975 se correspondería con

el inicio de un período de precipitaciones intensas así como la del 1981, que también correspondería a un período de intensa precipitación y consecuente anegamiento.

Existen antecedentes de la obra a la altura de Brinkmann y de Morteros en la etapa inicial de su construcción, donde se observan vastas extensiones del terreno anegadas (Figura 6). Esto podría haber provocado una importante circulación de sales en la zona a través de procesos de inundación y sequía en períodos sucesivos.

Otro factor a tener en cuenta es el aporte salino a partir de plumas de polvo y sal provenientes de las playas de la Laguna Mar Chiquita, que dependiendo de la dirección e intensidad del viento podrían haber llegado hasta la zona estudiada aportando importantes cantidades de sales que luego por acción de las lluvias podrían interactuar con los suelos, las aguas y con el hormigón de la ruta. Algunas evidencias de este proceso están documentadas a través de imágenes satelitales del año 2006 donde se observó el desarrollo de plumas de aproximadamente 200 km de longitud, dándonos una idea de la extensión areal del proceso (Figura 7).

6. Discusión

Las fisuras diagonales ubicadas en las esquinas de las losas se deben al bombeo de las placas. La ruptura de la zona de pasadores se debe a la falta de profundidad en el proceso de colocación de estos. El bombeo propicia el escalonamiento y dislocación de losas; también aparecen algunas fisuras que podrían estar vinculadas con procesos de retracción y fatiga. Finalmente aparecen algunas fisuras dispuestas en forma de mapa que en ocasiones se asocian con minerales de neoformación.

La proveniencia de los sulfatos que precipitaron en el hormigón podrían deberse a diferentes causas. Los antecedentes bibliográficos apoyan la desvinculación del sistema hidrológico de la Laguna Mar Chiquita con la del Bloque San Guillermo, haciendo difícil la existencia de sulfatos por aporte salino de las aguas de la laguna, así como de las aguas subterráneas subyacentes a la misma.

Sin embargo la interacción de las aguas subterráneas en el Bloque San Guillermo con los loess de la zona podría haber sido la fuente de aporte salino a las soluciones que circularon en la estructura de hormigón en sucesivas etapas de inundación, coincidiendo con los períodos de intensa precipitación en el área.



Figura 7.- Imágenes satelitales de plumas de polvo de sal producidas a partir de playas salinas. a) Plumadas causadas por vientos provenientes del sur el 29 de julio de 2006 (Aqua - MODIS, extraída de Bucher et al. 2006). b) Plumadas causadas por vientos provenientes del norte el 20 de agosto de 2006 (Aqua - MODIS, extraída de Bucher et al. 2006).

Por otro lado también pudo haber aporte por plumas de polvo y sales provenientes de las playas salinas de la Laguna Mar Chiquita, que se hacen visibles especialmente en épocas de niveles bajos.

Ambos procesos podrían haber actuado de forma intercalada en períodos de sequía e inundación, introduciendo sales en la estructura fisurada.

Se descarta la circulación de agua rica en carbonatos ya que en el análisis químico del agua freática no se determinó su presencia, pero sí concentraciones de 630 mg/l de HCO_3^- , la que por disociación podría ser la fuente (Ying-yu y Qui-dong, 1988). Asimismo, la disposición de la carbonatación en la pasta a nivel microscópico apoya dicha interpretación.

7. Conclusiones

La causa del deterioro inicial de la Ruta Provincial N° 1 está vinculada con problemas constructivos, de diseño y mantenimiento de la obra. Posteriormente, la fisuración facilitó la circulación de fluidos salinos generando (ya sea por la interacción con aguas subterráneas ricas en sales como por vientos cargados de sales) la precipitación de sulfatos en cavidades de aire y en fisuras. El fisuramiento inicial también provocó el ingreso de dióxido de carbono generando la carbonatación parcial del mortero. La permeabilidad de las losas de hormigón y capilaridad habría contribuido a la concentración de estos minerales de neoformación en el tercio inferior desde el sector de interfase base-hormigón con humedad disponible para el desarrollo de esta patología.

Todavía no se han dilucidado completamente las causas del deterioro y sería necesario un mayor número de análisis a fin de poder caracterizar las diferentes patologías existentes en la estructura y establecer la cronología de los diferentes eventos que produjeron el deterioro y afectaron la durabilidad de la obra.

Agradecimientos

Los autores agradecen a la Dirección Provincial de Vialidad de Córdoba, a su Presidente Ing. Guillermo Elorza por su incondicional apoyo y por permitir su publicación, al Ing. Arturo Freytes por los antecedentes proporcionados de la obra y a los Técnicos del Dpto I Tecnología y Laboratorio. A la Universidad Nacional de Córdoba, a la Universidad Nacional del Sur, al CONICET y a la CIC de la provincia de Buenos Aires.

Referencias

- ASTM D 1067-92. Acidity or Alkalinity of Water. APHA Standard Methods, American Society for testing and Materials. Annual book of Standards, 1994, 2-26.
- Atlas Total de la República Argentina. Centro Editor de América Latina, Mar Chiquita, n° 32: I-IV, 1982.
- Atlas Total de la República Argentina. Centro Editor de América Latina, San Cristóbal, n° 77: I-IV, 1983.
- Brunetto E. Actividad neotectónica en el sector oriental de la cuenca inferior del Río Dulce, Laguna Mar Chiquita y Bloque San Guillermo, FCFyN-UNC, Tesis Doctoral (inédita), 2008, 305 p.

Bucher E. H., Coria R. D., Curto E. D., Lima J. J. Conservación y uso sustentable. En: Bañados del Río Dulce y laguna Mar Chiquita (Córdoba, Argentina) (ED. Bucher E.H.), 2006, 327-341. Academia Nacional de Ciencias (Córdoba, Argentina).

Bucher E. H. y Bucher A. E. Limnología física y química. En: Bañados del Río Dulce y laguna Mar Chiquita (Córdoba, Argentina) (ED. Bucher E.H.), 2006, 79-101. Academia Nacional de Ciencias (Córdoba, Argentina).

Dapeña C., Panarello H. O. Isotopic study of the "Laguna Mar Chiquita", Córdoba, Argentina and its hydrogeological and paleoclimatological implications, IAEA-TECDOC-1206. IAEA, Viena, Austria, v.1, 2001, 7 - 15.

Durigneux J. Composición química de las aguas y barros de la Laguna Mar Chiquita en la Provincia de Córdoba. Miscelánea, Academia Nacional de Ciencias (Córdoba, Argentina), 59, 1978, 3-12.

Fernández Luco L., Klaric M. E., Irassar E. F., Batic O. R., Sota J. D., Traversa L. P., Giovambattista A. Durabilidad del Hormigón Estructural. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Edgardo F. Irassar (Ed), 2001, Autoeditar, La Plata, Buenos Aires, Argentina.

Giovambattista A. El diseño por durabilidad de las estructuras de hormigón y los reglamentos de seguridad: soluciones actuales y en desarrollo. En: Durabilidad del Hormigón Estructural. Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Edgardo F. Irassar (Ed), 2001, 259-306. Autoeditar, La Plata, Buenos Aires, Argentina.

IRAM 1536. Hormigón fresco de cemento pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando el tronco de cono, 1978, 8 pp.

IRAM 1546. Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de compresión. 1992, 6 pp.

IRAM 1551. Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido. 2000, 12 pp.

IRAM 1601. Agua para morteros y hormigones de cemento pórtland. 1986, 18 pp.

IRAM 1872. Hormigón. Agresividad del agua en contacto con estructuras. Métodos de ensayo para determinar pH, sulfatos solubles, magnesio y amonio. 2004, 16 pp.

IRAM 1873. Hormigón. Agresividad de suelos en contacto con estructuras. Métodos de ensayo para determinar sulfatos solubles en agua y en ácido. 2004, 10 pp.

IRAM 1874-2. Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Parte 2: Reacción álcali-sílice, 2004, 12 pp.

Martínez D. E. Caracterización hidroquímica de los afluentes a la Laguna Mar Chiquita, Provincia de Córdoba. XI Congreso Geológico Argentino, San Juan, Actas I, 1990, 227-230.

Martínez D. Changes in the ionic composition of a saline lake, Mar Chiquita, Province of Córdoba, Argentina, International Journal of Salt Lake Research 4, 1995, 225-44.

Martínez D.E. Caracterización geoquímica de las aguas de la laguna Mar Chiquita, Provincia de Córdoba. Tesis Doctoral (inédita), Universidad Nacional de Córdoba, 1991, 274 pp.

Martínez D.E., Gómez Peral M., Maggi J. Caracterización geoquímica y sedimentológica de los fangos de la laguna Mar Chiquita, Provincia de Córdoba: aplicación del análisis multivariante. Rev. Asoc. Geol. Argentina, 49, 1994, 26-38.

Norma de Ensayo E18-89. Método de campaña para la determinación de sales solubles y sulfatos en suelos, estabilizados y suelos granulares. Dirección Nacional de Vialidad, 1989, 119-123.

Norma NLT-116/59. Determinación

cuantitativa de los carbonatos en los suelos por el método del calcímetro de Bernard. 4 pp.

Pasquini A. I., Lecomte K. L., Piovano E. L., Depetris P. J. Recent rainfall and runoff variability in central Argentina. Quaternary Internacional 158, 2006, 127-139.

Piovano E. L., Ariztegui D., Bernasconi S. M., McKenzie J.A. Stable isotopic record of hydrological changes in subtropical Laguna Mar Chiquita (Argentina) over the last 230 years, The Holocene 14, 2004a, 525-535.

Piovano E. L., Larizzatti F. E., Fávoro D. I. T., Oliveira S. M. B., Damatto S. R., Mazzilli B. P., Ariztegui D. Geochemical response of a closed-lake basin to 20th century recurring droughts/wet intervals in the subtropical Pampean Plains of South America. J. Limnol., 63(1), 2004b, 21-32.

Piovano E.L., Ariztegui D., Damatto Moreira S. Recent environmental changes in Laguna Mar Chiquita (Central Argentina): A sedimentary model for a highly variable saline lake. Sedimentology, 49, 2002, 1371-1384.

Raphaël, S., Sarkar, S. L. y Aïtcin, P. C. Alkaline-aggregate reactivity - Is it always harmful? En: K. Okada, S. Nishibayashi y M. Kawamura (Eds.), Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-

Aggregate Reaction, 1989, 809-814. Kyoto, Japan.

Reati G. J., Florin M., Fernandez G. J., Montes C. The Laguna Mar Chiquita (Cordoba, Argentina): a little known, secularly fluctuating, saline lake, International Journal of Salt Lake Research 5, 1997, 187-219.

SRH - Subsecretaría de Recursos Hídricos del Gobierno de la Provincia de Córdoba: http://web2.cba.gov.ar/obraspublicas/obras_publicas/agua_saneamiento/marchiquita/laguna_de_mar_chiquita.htm

Troin M., Vallet-Coulomb Ch., Sylvestre F., Piovano E. Response of lake Mar Chiquita in Argentina to climate change: data analysis and application of a lake model, Proceeding 13th IWRA World Water Congress, 2008, Montpellier, France, 11 p.

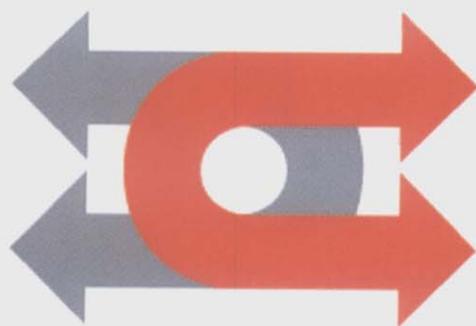
Walker H. N., Lane D. S., Stutzman P. E. Petrographic Methods of Examining Hardened Concrete: A Petrographic Manual, Federal Highway Administration, 2006, 333 pp.

Ying-yu L. y Qui-dong, W. The mechanism of carbonation of mortars and the dependence of carbonation on pore structure, ACI SP 100-98, American Concrete Institute, 1988, 1915-1943.



Vialidad
Dirección Provincial de Vialidad
Gobierno de Entre Ríos

Haciendo caminos para el desarrollo de Entre Ríos



CHEDIACK

UNA PRESENCIA PERMANENTE EN LA CONSTRUCCIÓN
Y CONSERVACIÓN DE LOS CAMINOS ARGENTINOS



Diseños de Alta Tecnología S.R.L.

Diseños de Alta Tecnología S.R.L. agradece
a aquellos Concesionarios Viales Nacionales
que se encuentran finalizando la concesión,
su apoyo y confianza brindados durante estos años...



Postes SOS - Carteles de Mensajería Variable - Sistemas ITS

www.rsg.com.ar DATec@rsg.com.ar



Dirección Provincial
de Vialidad
Tucuman

Trabajamos. Hacemos. Todos los días





Primera línea de productos reflectivos en la República Argentina con sello IRAM.

3M, líder mundial en desarrollo de productos de alta calidad para el mercado de seguridad vial introduce las nuevas láminas reflectivas con **tecnología DG³**.



La tecnología DG³ duplica la capacidad de reflexión de los mejores sistemas existentes en el mercado, permitiendo que el conductor vea mejor donde más lo necesita.

3M certifica la calidad de sus productos con garantía de reflectividad de hasta 12 años.

Consulte por la guía de fabricantes de carteles homologados.

3M Argentina S.A.C.I.F.I.A.
División Sistemas de Seguridad en Tránsito
Olga Cossetini 1031 1° Piso
C1107CEA- Ciudad de Buenos Aires- Argentina
Tel.: 54 11 4339-2407 Com. 4339-2400
e-mail: ar-displaygraphics@mmm.com

3M *Innovación*

Cuando se trata
de seguridad vial,
**hay una empresa
que marca el camino.**



Glass Beads, líder en latinoamerica, produce en la Argentina microesferas de vidrio bajo licencia tecnológica de Sovitec Ibérica. En permanente innovación y desarrollo tecnológico, Glass Beads trabaja junto a sus clientes desarrollando productos que se adaptan a sus necesidades con los más altos estándares de calidad internacional.

