
MEZCLA ASFÁLTICA EN FRÍO CON PIEDRA-POLIMÉRICA PARA VÍAS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO

Autores:

José Julián Rivera, Universidad Tecnológica Nacional
LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA,
Av. 60 y 124, La Plata, Bs. As., Argentina
E-mail: jrivera@frlp.utn.edu.ar
Tel 54 221 5319163

Nicolás Daniel Battista, Universidad Tecnológica Nacional
LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA,
Av. 60 y 124, La Plata, Bs. As., Argentina
E-mail: nicolas.d.battista@gmail.com
Tel 54 221 3170316

Ignacio Zapata Ferrero, Universidad Tecnológica Nacional
LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA,
Av. 60 y 124, La Plata, Bs. As., Argentina
E-mail: ignaciozapata@outlook.com
Tel 54 221 5552540

MEZCLA ASFÁLTICA EN FRÍO CON PIEDRA-POLIMÉRICA PARA VÍAS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO

José Julián Rivera¹, Nicolás Daniel Battista²,
Ignacio Zapata Ferrero³

¹ Universidad Tecnológica Nacional, LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA, La Plata, Argentina, jrivera@frlp.utn.edu.ar

² Universidad Tecnológica Nacional, LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA, La Plata, Argentina, nicolas.d.battista@gmail.com

³ Universidad Tecnológica Nacional, LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA, La Plata, Argentina, ignaciozapata@outlook.com

Resumen

El empleo de residuos domiciliarios de base polimérica en la capa de rodamiento de un pavimento flexible en vías de bajo volumen de tránsito, tanto urbanas como rurales, se viene analizando a partir de diversas técnicas en los últimos años. Pero, no se registran suficientes antecedentes en los cuales el residuo se utilice para conformar la fracción intermedia y gruesa del agregado a emplearse. En el presente trabajo, a partir de mezclas en caliente de polímeros residuales domiciliarios y suelos, se desarrollan piezas de tamaño tal que al ser trituradas dan lugar a un agregado de uso vial, el cual se encuentra en trámite de patentamiento. Con ese agregado se diseña un concreto asfáltico en frío, que es sometido a una serie de análisis que se presentan en el artículo. Como conclusión se arriba a parámetros físicos y mecánicos de dicha mezcla asfáltica que acotan el campo de aplicación del agregado artificial desarrollado y para la finalidad citada.

Palabras Clave: Vías de bajo tránsito, Mezcla asfáltica en frío, Agregado artificial, Piedra-Polimérica.

1 Introducción

1.1 Antecedentes

La extraordinaria producción de residuos poliméricos (mal denominados a veces como residuos plásticos) a nivel mundial ha generado el desarrollo de iniciativas que contemplan su aplicación en diversas soluciones para la materialización de capas de rodamiento asfálticas. Por ejemplo, existen antecedentes de empleo de triturados de tereftalato de polietileno (PET) residual como material integrante de concretos asfálticos en caliente por vía húmeda (Villegas et al., 2012) y por vía seca (Angelone et al., 2016). También pueden citarse las aplicaciones de caucho proveniente de neumáticos fuera de uso (NFU) por vía húmeda (Botasso et al., 2010) o con polietileno de silo bolsa (Casaux et al., 2010). Otra solución, pero sin la utilización de un cemento asfáltico como ligante, desarrollada por Khoury et al. (2008), consiste en el empleo de botellas plásticas residuales, fundidas junto con suelos finos para obtener un material monolítico (*plastic-soil*); aunque los autores no parecen haber avanzado en cuanto a la materialidad en la obra vial. Swan & Sacks (2005), generaron mediante extrusora y molienda un agregado sintético fino (denominado SLAs, por la sigla en inglés para *synthetic lightweight aggregates*) al mezclar una combinación de polímeros residuales con cenizas volantes de carbón y analizar su posible empleo en sistemas de pavimentos como reemplazo de una arena. Complementariamente, Mallick et al. (2004) analizaron esos mismos agregados finos incorporados en mezclas asfálticas en caliente, pero dichas experiencias no avanzaron en el empleo de suelos en lugar de la ceniza volante ni en la generación de un agregado grueso para reemplazo de la fracción correspondiente. Incluso Mohammed et al. (2021), en su completo y reciente artículo de revisión sobre los agregados sintéticos para aplicaciones viales, no citan la existencia de experiencias como las encaradas.

1.2 La propuesta de solución

A partir de la “solución monolítica” de Khoury et al. (2008), los autores del presente trabajo deciden estudiar el desarrollo de mezclas a altas temperaturas similares, pero con polipropileno (PP) ya que posee menor punto de fusión, en vistas a generar piezas en frío de dimensiones tales que permitan su posterior triturado. Se piensa así en la generación de un agregado artificial para conformar las fracciones gruesas e intermedias de bases y mezclas asfálticas, dándole a llamar como Piedra-Polimérica. Cabe señalar que en los últimos años se ha tomado conciencia de que el agregado natural es un recurso no renovable y hay severas restricciones a su explotación, por el impacto sobre el ambiente y los elevados volúmenes que se manejan (casi 25.000 millones de toneladas métricas anuales a nivel mundial).

Se piensa para el material desarrollado en su empleo en vías de bajo tránsito, en una región como la central de la Argentina; caracterizada por amplias extensiones de llanura sin disponibilidad de yacimientos de agregados pétreos. En la zona de La Plata, donde se emplaza el LEMaC Centro de Investigaciones Viales (de la Universidad Tecnológica Nacional Fac. Reg. La Plata y Asociado a la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires), los agregados graníticos de trituración utilizados en bases granulares y carpetas asfálticas provienen de la localidad de Olavarría, distante a aproximadamente 350 km. En las obras así realizadas, dicho material presenta un costo de más de 10 veces el costo del suelo fino de cantera de la zona. El reto se encuentra en producir ese agregado artificial a un costo menor que el del actualmente utilizado y con una aptitud vial mínima de aceptación. El aporte económico por su contribución en la disminución del pasivo ambiental es un elemento adicional de interés.

2 Metodología

En la presente sección se realiza un análisis de los materiales empleados y se da un lineamiento del método previsto de estudio, el cual es ampliado en la sección de resultados y de discusión.

2.1 Materiales

2.1.1 Los residuos domiciliarios de polipropileno

El PP es el polímero termoplástico que se obtiene de la polimerización del propileno. Pertenece al grupo de las poliolefinas y es utilizado en una variedad de aplicaciones (empaques para alimentos, tejidos, utensilios de cocina, componentes de artefactos del hogar, películas transparentes, etc.), las cuales dan origen en el corto plazo a un residuo domiciliario de interés. Estas aplicaciones tienen lugar tanto en su versión como homopolímero (temperatura de fusión de 160 a 170 °C) como copolímero (temperatura de fusión de 130 a 168 °C), presentando una Densidad de aproximadamente 0,900 g/cm³. Muestras de los residuos utilizados tomadas con lupa Olympus SZ61 y con microscopio de fluorescencia Olympus BX51 se observan en la Figura 1a y Figura 1b, respectivamente.

2.1.2 El suelo fino

Se emplea un suelo fino arcilloso de amplia disponibilidad en la zona central de la Argentina. Se trata de un suelo típico obtenido en canteras y de uso comercial para todo tipo de aplicaciones civiles. Dicho suelo cuenta con las características volcadas en la Tabla 1, obtenidas mediante la aplicación de la normativa de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) de Argentina (DNV, 2001). Previo a su empleo en las experiencias el suelo es secado a 110 °C y pasado por mortero para que presente un Pasa Tamiz N°4 (de abertura 4,75 mm) del 100 %, condiciones en las cuales se le efectúa una observación por microscopía óptica, mediante una lupa Olympus SZ61, para establecer la imagen de su estado previo al mezclado de la Figura 2.

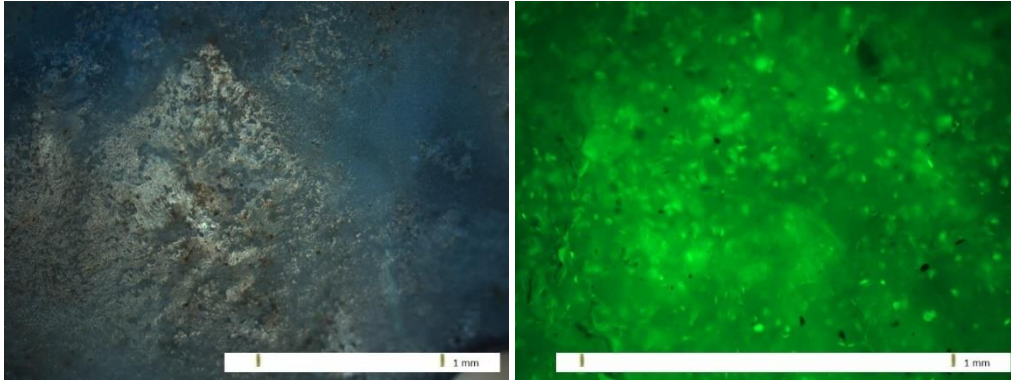


Figura 1. Polímeros fundidos observados con lupa Olympus SZ61 (a) y con microscopio de fluorescencia Olympus BX51 (b) (fuente: elaboración propia)

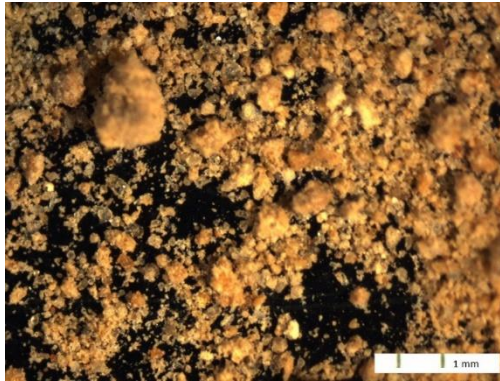


Figura 2. Imagen con lupa Olympus SZ61 del suelo utilizado (fuente: elaboración propia)

2.1.3 La Piedra-Polimérica generada

Mediante un proceso desarrollado en el LEMaC, en etapa de patentamiento, se calienta el PP a su temperatura de fusión y se lo mezcla con el suelo fino en una proporción en peso 50-50 en un horno rotatorio. El producto obtenido es vertido en recipientes para su enfriamiento hasta la temperatura ambiente y las piezas así logradas son sometidas a una trituración convencional de la industria de la piedra, hasta obtener la granulometría buscada en el agregado en cuestión. En la Figura 3 se observa un grano generado luego de la trituración, mientras que en la Figura 4a se ve una imagen de su superficie con lupa Olympus SZ61 y en la Figura 4b la obtenida con microscopio de fluorescencia Olympus BX51.

Con estas imágenes se corrobora la adecuada dispersión de los granos del suelo en la matriz polimérica generada. Esto se debe a que, si bien la mezcla es por parte iguales en peso, en volumen de polímero representa una mayor proporción, dado su menor peso específico (Pe).

A la muestra resultante de la Piedra-Polimérica a ser utilizada en un concreto asfáltico en frío se le determina su Peso por Unidad de Volumen (PUV) compactado, obteniéndose un valor de $0,624 \text{ g/cm}^3$ y un Pe de $1,403 \text{ g/cm}^3$. Adicionalmente, cabe señalar que el agregado presenta una Absorción del 1,02 %.



Figura 3. Imagen de grano típico logrado en laboratorio (fuente: elaboración propia)

Tabla 1. Caracterización del suelo utilizado (fuente: elaboración propia)

Parámetro	Resultado
Límite Líquido (%)	35
Límite Plástico (%)	29
Índice de Plasticidad	6
Pasa Tamiz N°10 – abertura 2000 μm (%)	86,3
Pasa Tamiz N°40 – abertura 420 μm (%)	78,0
Pasa Tamiz N°200 – abertura 75 μm (%)	63,5
Clasificación HRB	A-4(3)
Densidad Seca (g/cm^3)	1,606
Peso Específico P_e (g/cm^3)	2,654

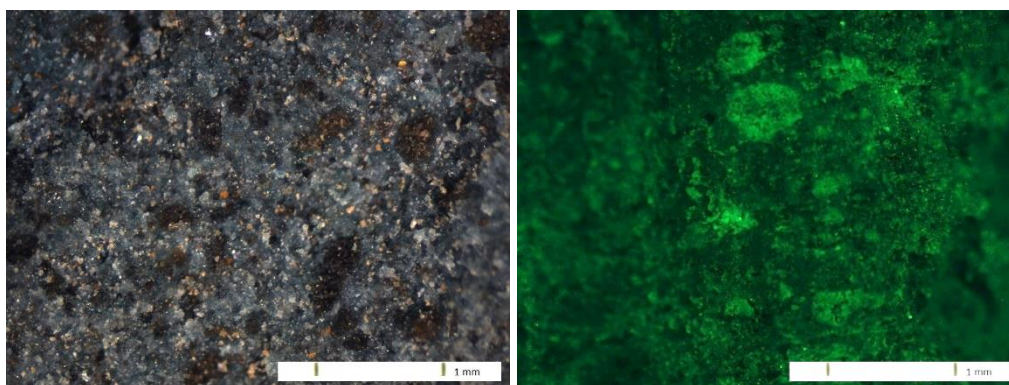


Figura 4. Superficie del agregado con lupa Olympus SZ61 (a) y con microscopio de fluorescencia Olympus BX51 (b) (fuente: elaboración propia)

2.1.4 La emulsión asfáltica

Es una emulsión catiónica de corte lento, que reúne las características que se resumen en la Tabla 2.

2.1.5 La arena de trituración y la cal

A estos materiales, a ser empleados en la conformación de un concreto asfáltico en frío, se les determina su granulometría y PUV compactado. La arena de trituración granítica 0:6 presenta un PUV compactado de

1,703 g/cm³ y la cal de 0,560 g/cm³. Adicionalmente, cabe señalar que la arena de trituración posee una Absorción del 0,42 % y un Pe aparente de 2,774 g/cm³, mientras que la cal cuenta con un Pe de 2,618 g/cm³.

Tabla 2. Caracterización de la emulsión asfáltica (fuente: elaboración propia)

Ensayo	Unidad	Resultado	Norma
<i>De la emulsión</i>			
Viscosidad Saybolt-Furol a 50 °C	S	57	IRAM 6721
Betún asfáltico residual	% en peso	60,7	IRAM 6719
Asentamiento en 5 días	% en peso	7,8	IRAM 6716
Residuo sobre tamiz IRAM 850 µm (N°20)	% en peso	0,005	IRAM 6717
<i>Del residuo asfáltico</i>			
Viscosidad a 60 °C (Aguja 29, 1 RPM)	dPa.s	2720	IRAM 6837

2.2 Métodos

Se analiza el uso de la Piedra-Polimérica en concretos asfálticos en frío para rodamiento en la tipología de vía analizada. La respuesta estructural obtenida, una vez ratificados aspectos complementarios que se desean poner en relieve, son luego convertidos a coeficientes de aporte estructural de acuerdo a la guía de diseño de pavimentos 1993 (Guía AASHTO '93) de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO); herramienta acorde al nivel de exigencia de los estudios para las vías en cuestión.

3 Análisis de resultados

Para el análisis de empleo de la Piedra-Polimérica (P-P) en una capa de rodamiento, se estudia el desarrollo de un concreto asfáltico en frío que cumpla con las curvas especificadas (curva mínima Cmín. y curva máxima Cmáx.) para el concreto de Tamaño Máximo de 12 mm por la DNV (CAC-D12), originalmente para mezclas asfálticas en caliente (DNV, 2017), combinándola en un 50 % con la arena de trituración 0:6 (49 %) y la cal (1 %). La composición granulométrica en peso y volumen se observa en la Tabla 3. Con esta granulometría se confecciona un pastón de prueba para un 5,0 % de cemento asfáltico residual por encima del 100 % del peso de la mezcla de agregados secos (8,23 % de emulsión asfáltica), con una humectación del 4,8 % de dichos agregados previo a la incorporación de la emulsión (totalizando una Humedad del 8,0 % al considerar también el agua aportada por la emulsión). A dicho pastón se le deja perder Humedad hasta un punto cercano a la rotura de la emulsión asfáltica, en el entorno del 6,0 %.

Tabla 3. Composición granulométrica del concreto asfáltico en frío (fuente: elaboración propia)

Tamiz	Pasa Tamiz (%)						
	P-P	0:6	Cal	En peso	Cmín.	En vol.	Cmáx.
25 mm (1")	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
19 mm (3/4")	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
12,5 mm (1/2")	84,9	100,0	100,0	92,5	80,0	90,0	95,0
9,5 mm (3/8")	61,9	100,0	100,0	81,0	72,0	74,7	87,0
4,75 mm (N°4)	28,3	94,2	100,0	61,3	47,0	50,5	65,0
2,36 mm (N°8)	11,4	76,8	100,0	44,3	30,0	33,5	50,0
600 µm (N°30)	8,4	32,1	100,0	20,9	16,0	16,8	30,0
300 µm (N°50)	5,6	22,9	100,0	15,0	12,0	12,0	23,0
75 µm (N°200)	2,6	10,6	95,7	7,5	5,0	5,9	8,0

Se realiza el moldeo de probetas Marshall mediante el procedimiento para mezclas en frío LEMaC-A07/99 (LEMaC, 2019), el cual se basa en lo efectuado por la Dirección de Vialidad de Santa Fe (Musuruana, y

Rosasco, 1988). Dicho procedimiento emplea un sistema de compactación estático hasta un rechazo de 12 t, con la mezcla asfáltica en un molde perforado para el desalojo del agua durante la rotura de la emulsión asfáltica, obteniéndose probetas en el entorno de 6,35 cm de altura.

Se moldean con el pastón en ese estado probetas (como la de la Figura 5a) que se someten a curado a 60 °C durante 24 horas (Grupo 1). El resto del pastón se somete disgregado al mismo curado para determinar, con una parte, la Densidad Rice de la mezcla, resultante en 1,705 g/cm³. La otra parte del pastón ya curado es separada en dos nuevas fracciones, las cuales se acondicionan a 100 °C y 140 °C durante una hora; técnica reconocida como el “Método Marshall modificado francés”, de acuerdo a las adaptaciones del *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) de dicho país (Musuruana, y Rosasco, 1988). A esas temperaturas se moldean las probetas del Grupo 2 a 100 °C y Grupo 3 a 140 °C, como las que se ven en la Figura 5b. Se puede observar de forma comparativa entre la Figura 5a y la Figura 5b que se obtiene en la superficie una textura más cerrada en el segundo caso. Ésta sería la evolución que se registraría en obra con la mezcla una vez liberada al tránsito y ante ciclos estivales que permitan su sellado superficial. La totalidad de las probetas se ensayan, volcándose los resultados promedio obtenidos en la Tabla 4.

Para complementar el análisis mecánico se determina el módulo de rigidez de una nueva probeta del Grupo 3, a 20 °C según la norma UNE-EN12697-26 (UNE, 2012) en la opción del Anexo C de ensayo por compresión diametral. Los resultados obtenidos con dicho ensayo llevan a un Módulo de Rigidez promedio de 2.268 MPa, considerando un coeficiente de Poisson de 0,35.



Figura 5. Probetas moldeadas con el pastón de pruebas del Grupo 1 (a) y del Grupo 2 y 3 (b) (fuente: elaboración propia)

Tabla 4. Resultados promedio de las probetas de concreto asfáltico moldeadas (fuente: elaboración propia)

Probetas	Temperatura compactación (°C)	Densidad Marshall media (g/cm ³)	Estabilidad media (N)	Rel. E/F media (kN/mm)	Vacíos media (%)
Grupo 1	20	1,473	4231	0,6	13,6
Grupo 2	100	1,592	13528	3,8	6,6
Grupo 3	140	1,625	14771	4,3	4,7

Luego, con la mezcla asfáltica en las condiciones del Grupo 3, se analiza su potencialidad ante las deformaciones plásticas permanentes, mediante el ensayo de *Wheel Tracking Test* (WTT), en comparación con lo establecido para una mezcla CAC-D12 en las especificaciones de DNV (DNV, 2017). Se aplica para el moldeo una metodología alternativa a la del *Roller Compact*, basada en los conceptos de Angelone et al. (2010) para la “metodología IMAE”, que emplea testigos de 15 cm de diámetro, acomodados según la Figura 6.

Como resultado de este ensayo se obtiene la curva de evolución de la deformación versus los ciclos de sollicitación, que permite arribar a los resultados de la Tabla 5, donde se vuelca la Pendiente Media de

Deformación (WTSaire) y la Profundidad Media de la Huella (PRD). Las especificaciones de la CAC-D12 de DNV (DNV, 2017) establecen para rodadura y máximo nivel de demanda (más de 1.500 vehículos pesados/día en un carril de diseño) una PRD menor al 5,0 % y una WTSaire menor a 0,08 mm/1000ciclos.

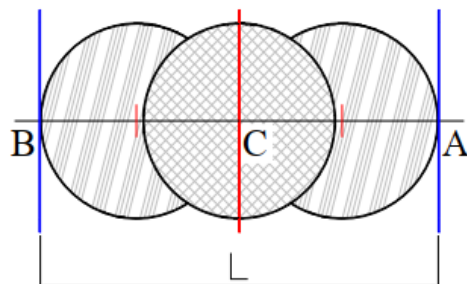


Figura 6. Esquema para ensayo WWT con testigos (fuente: Angelone et al., 2010)

Tabla 5. Resultados del ensayo WTT (fuente: elaboración propia)

Parámetro	Resultado
PRD (%)	5,04
WTSaire (mm/1000ciclos)	0,057

Se analiza luego la resistencia conservada mediante el ensayo Lottman modificado según la norma AASHTO T-283 (AASHTO, 2022), como una vía para establecer la durabilidad de la mezcla ante los cambios de humedad y temperatura. Se obtiene para el grupo de probetas sin acondicionar una densidad media de 1,515 g/cm³ (Vacíos del 11,1 %, superior al 7 % mínimo impuesto) y una RTI de 6,4 kg/cm², mientras que para el grupo de las acondicionadas se tiene una densidad media de 1,505 g/cm³ (Vacíos del 11,8 %) y una RTI de 3,0 kg/cm². Todo esto permite arribar a una resistencia conservada del 47,3 % notoriamente inferior al límite mínimo establecido por las especificaciones de la DNV (DNV, 2017) del 80 %, si bien, nuevamente, este análisis ha sido ideado para concretos asfálticos en caliente. En tal sentido, Pérez Pérez et al. (2008) y Nosetti et al. (2011) aseguran en sus estudios de las mezclas recicladas en frío, que resultarían en ciertos aspectos similares a la que se está analizando, existe una mayor susceptibilidad al agua, por lo que su resistencia conservada es menor que la de los límites generalmente impuestos para las mezclas en caliente. Se tiene aquí un indicio de la conveniencia de uso de la mezcla desarrollada en vías de bajo tránsito y con una vida útil acotada.

Se analiza también mediante una técnica sencilla el comportamiento de la mezcla cuando se le determina su Resistencia a Tracción Indirecto (RTI) a 5 °C, de acuerdo a lo analizado por Martínez Reguero (2000), con aplicación de la antigua norma española NLT-346 (1992). La autora de este trabajo menciona una resistencia esperada de al menos 2,5 MPa en las mezclas asfálticas densas en caliente, mientras que Nosetti et al. (2011) denuncian una resistencia en el entorno de 1,6 MPa para los reciclados en frío que analizaran. Se moldean entonces nuevamente probetas con la mezcla en estudio, determinándose en éstas una densidad media de 1,644 g/cm³ (con Vacíos de 3,6 %, por debajo a los de diseño), las cuales a ser ensayadas mediante la metodología señalada permiten obtener una RTI media de 2,2 MPa. Se deduce aquí un valor por debajo de lo exigible a una mezcla asfáltica en caliente, pero aceptable a los efectos del ámbito de empleo previsto para la mezcla.

Finalmente, se cuenta con el factor N_{flex} de acuerdo a la norma AASHTO TP141-20 (2020). Este factor surge al ensayar probetas a tracción indirecta y con un sistema de registro continuo de adquisición de cargas y deformaciones. El ensayo se realiza a una velocidad de 50,8 mm/min y una temperatura de 25 °C, mientras que las probetas de 15 cm de diámetro son moldeadas a la densidad del N_{design} de *Superpave*. Mediante esta

técnica se obtiene una nube de puntos de los esfuerzos de tracción (S_t), según la Ecuación 1, que se van produciendo a determinadas deformaciones a tracción estimadas (ε'), según la Ecuación 2.

$$S_t = \frac{2000P}{\pi Dt} \quad (1)$$

Donde P es la carga vertical (N), D es el diámetro de la probeta (mm), t es el espesor de la probeta (mm) y S_t es el esfuerzo de tracción (kPa) ya definido.

$$\varepsilon' = \frac{\mu\gamma}{D} * 100\% \quad (2)$$

Donde μ es la Relación de Poisson (asumida en 0,35 para mezclas asfálticas a 25 °C), γ es la deformación vertical (mm) y ε' (%) y D (mm) ya han sido definidas con anterioridad.

Con esa nube de puntos se halla por regresión la función polinómica continua que ajusta con un coeficiente de determinación (R^2) de al menos 0,95. Generalmente, con un grado de 5 o 6 de la función polinómica este ajuste es logrado. A partir de esta función se estima mediante su segunda derivada, cuando la curvatura da 0, el punto de inflexión luego del pico de carga. La pendiente de la fragilidad m (J/m^3) en el punto de inflexión es determinada tomando la primera derivada de la ecuación polinomial en ese punto. La determinación de la tenacidad T (J/m^3) se realiza matemáticamente integrando la ecuación polinomial desde el comienzo del ensayo hasta el punto de inflexión luego del pico de carga. Finalmente, el factor adimensional N_{flex} se calcula con la Ecuación 3.

$$N_{flex} = \frac{T}{|m|} \quad (3)$$

El parámetro N_{flex} puede utilizarse luego para estimar la cantidad de ejes de simples de carga (N) que llevaría a la mezcla asfáltica a la fatiga. Para eso West et al. (2017), dado un eje de 63,2 kN (14,2 kip), con presión de inflado de 0,69 MPa (100 psi) y a 20 °C, considerando la fisura por fatiga de un pavimento de 5 cm, generada por un total de fisuras en la zona de ensayo de 609,6 cm (240 pulgadas), establecieron la Ecuación 4. Esa ecuación surge de sus estudios comparativos entre análisis de laboratorio y tramos con mezclas recicladas sometidos a un dispositivo de carga acelerada (ALF) para la *Federal Highway Administration* (FHWA) con resistencias a fatiga de entre 40.000 y 600.000 ejes aproximadamente. La aplicación de lo señalado permitiría predecir el campo de utilidad en cuanto a nivel de demanda $N_{63,2}$ de la mezcla en estudio versus los N durante la vida útil del pavimento.

$$N_{63,2} = 24,2 \cdot e^{2,2732 \cdot N_{flex}} \cdot 1000 \quad (4)$$

En cuanto a la metodología de moldeo a implementarse para las probetas en estudio, se decide explorar el empleo de aquella ya utilizada para la probeta sometida al ensayo de WTT. Para esto debe analizarse la correlación entre el moldeo utilizado y el implicado por norma que lleva a la densidad al N_{design} de *Superpave*. Vale señalar en tal sentido que Nosetti et al. (2011) en su estudio ya mencionado para reciclados en frío, han analizado las diferencias entre Densidades y RTI obtenibles en esas mezclas empleando un moldeo estático similar al utilizado en este estudio, el moldeo mediante el compactador giratorio y testigos extraídos en tramos de obra luego de 15 meses de operación. Los autores de ese estudio concluyen que, mediante el moldeo estático, si bien se obtienen Densidades similares a las logradas con el compactador giratorio para el periodo de diseño, las RTI son levemente mayores (en el entorno solo de un 10 %); mientras que siendo las Densidades en obra levemente mayores a las del moldeo estático, se obtienen de sus testigos RTI intermedias entre las logradas con ambos medios de compactación de laboratorio. Todo esto en un entorno muy acotado de resultados. Dado lo expresado, y en vistas de tratarse de un estudio aproximado

para establecer la potencialidad de empleo de la Piedra-Polimérica, se decide considerar como apto para este trabajo el método de moldeo de probetas ya utilizado para el ensayo de WTT en vistas de la determinación del N_{flex} . A partir de esta apreciación, se moldean 3 probetas que se someten al ensayo de N_{flex} , siguiendo las indicaciones ya señaladas. A manera de ejemplo de los análisis realizados a partir de esta metodología se vuelcan los estudios efectuados para la Probeta 3. En la Figura 7 se observa la nube de puntos obtenida al ensayar dicha probeta, a la cual se le ha adicionado una línea de tendencia polinómica de grado 6, que presenta un R^2 de 0,9977 que cumple con el mínimo establecido. Las Ecuaciones 5 a 7 muestran la línea de tendencia polinómica de grado 6 obtenida y su primera y segunda derivada.

Como puede observarse en la Figura 7, el primer punto de inflexión después del pico de esfuerzo se encuentra entre 1,0 y 1,1 % de ϵ' , lo cual se verifica al encontrar la raíz de la segunda derivada de la Ecuación 7 con el valor de ϵ' de 1,056 %. Al reemplazar ese valor en la primera derivada de la Ecuación 6 se obtiene un valor de pendiente de la fragilidad m de $-1002,7 \text{ J/m}^3$. Paso seguido, al integrar la línea de tendencia original de la Ecuación 5 entre 0 y 1,056 % se arriba a la tenacidad T de $364,4 \text{ J/m}^3$. Mediante estos dos parámetros y la Ecuación 3 se arriba a un N_{flex} de 0,363 que introducido en la Ecuación 4 permite calcular finalmente un $N_{63,2}$ de 55.286 ejes. Ensayadas y analizadas las 3 probetas se obtiene un $N_{63,2}$ promedio de 54.628 ejes, con un Coeficiente de Variación del 1,6 % que implicaría una baja variabilidad de resultados.

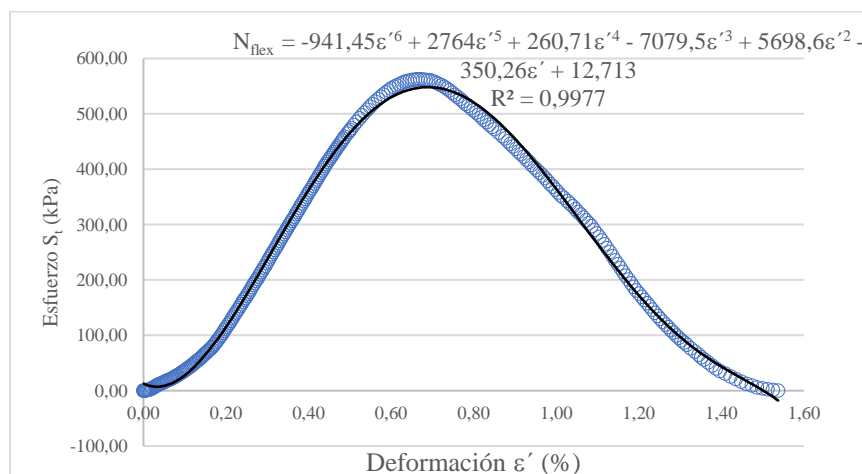


Figura 7. Resultados de la Probeta 3 con ensayo N_{flex} (fuente: elaboración propia)

$$N_{flex} = -941,45\epsilon'^6 + 2764\epsilon'^5 + 260,71\epsilon'^4 - 7079,5\epsilon'^3 + 5698,6\epsilon'^2 - 350,26\epsilon' + 12,713 \quad (5)$$

$$\frac{dN_{flex}}{d\epsilon'} = -(282435\epsilon'^5 - 691000\epsilon'^4 - 52142\epsilon'^3 + 1061925\epsilon'^2 - 569860\epsilon' + 17513) / 50 \quad (6)$$

$$\frac{d^2N_{flex}}{d\epsilon'^2} = -(1412175\epsilon'^4 - 2764000\epsilon'^3 - 156426\epsilon'^2 + 2123850\epsilon' - 569860) / 50 \quad (7)$$

4 Discusión

Para el concreto asfáltico en frío analizado, puede observarse que con el tiempo y el paso del tránsito se adquirirían las Estabilidades propias de las mezclas asfálticas en caliente especificadas por la DNV, por lo que podría adoptarse para las mismas el coeficiente de aporte estructural de 0,18 1/cm (0,45 1/pulgada) comúnmente considerado en esos casos, a partir de la Estabilidad obtenida y lo señalado en la “Fig.5.10. Coeficientes estructurales para capas asfálticas relacionados con varios ensayos” recomendada por el EICAM (1998).

Si esta mezcla es utilizada en el espesor habitual de 5 cm, sobre una base típica de respuesta modular de 200 MPa y un coeficiente de aporte estructural de 0,056 1/cm (0,14 1/pulgada) en 15 cm de espesor con coeficiente de drenaje de 1,0 y una subrasante típica de la zona de La Plata de respuesta modular de 50 MPa (7.250 psi), se tendría un Número Estructural aportado (SN) de 1,74. Ese aporte estructural, en una vía secundaria analizada con una confiabilidad del 60 %, un desvío estándar de 0,45, una serviciabilidad inicial de 4,2 y una serviciabilidad final de 2,0, soportaría una solicitud de aproximadamente 50.000 ejes equivalentes de acuerdo a la Guía AASHTO93 aplicable (eminentemente empírica).

El anterior análisis puede realizarse también mediante un modelo eminentemente mecanicista, como es el caso del Weslea 3.0 de la Auburn University (2017), que aplica como función de transferencia para los ejes N_f que llevan al daño a fatiga de la mezcla asfáltica la Ecuación 8 donde ϵ_t es la deformación específica máxima de tracción en la fibra inferior de la capa asfáltica.

$$N_f = 2,83 \cdot 10^{-6} \left(\frac{10^6}{\epsilon_t} \right)^{3,148} \quad (8)$$

Con este programa se puede plantear una estructura de pavimento de análisis compuesta por 5 cm de una mezcla asfáltica con el módulo de respuesta obtenido como módulo de rigidez (es decir 2.268 MPa) y 15 cm de una base de 200 MPa, sobre la subrasante natural de 50 MPa de respuesta ya especificadas; considerando las capas como adheridas y con coeficientes de Poisson de 0,35, 0,40 y 0,45 respectivamente. Si con estos datos de entrada se plantea la carga del eje equivalente simple dual de AASHTO de 80 kN (20 kN por impronta), con una presión de inflado de 689,48 kPa (100 psi) y una separación entre centros de improntas de un semieje de 34,3 cm, se obtiene un ϵ_t de 526,81 $\mu\epsilon$ y, por lo tanto, al aplicar la Ecuación 8 una resistencia a la fatiga de la capa asfáltica de 59.158 ejes equivalentes. Si, en cambio, con esos datos de entrada se plantea la carga del eje simple de 63,2 kN considerado por West et al. (2017) con 31,6 kN por impronta se obtiene un ϵ_t de 538,0 $\mu\epsilon$ y con la Ecuación 8 una resistencia a la fatiga de la capa asfáltica de 55.368 ejes.

Como se puede observar, finalmente, los resultados obtenidos en cuanto a resistencia a fatiga mediante la consideración del $N_{63,2}$ a partir del N_{flex} , y el análisis del paquete estructural tipo mediante la Guía AASHTO93 y el programa Weslea 3.0 para el eje equivalente de AASHTO y el eje analizado por West et al. (2017) resultan en un bajo grado de dispersión. Se obtiene por lo tanto una validación en tal sentido de los análisis efectuados y para una vida útil a fatiga conservadora de 50.000 ejes equivalentes de AASHTO.

5 Conclusiones

Para un concreto asfáltico en frío constituido por un 50 % de Piedra-Polimérica, 49 % de una arena de trituración 0:6 y un 1 % de cal, más emulsión asfáltica con un 5,0 % de cemento asfáltico residual por encima del peso de suelo seco, podría considerarse un coeficiente de aporte estructural de 0,18 1/cm (0,45 1/pulgada).

Su empleo en paquetes estructurales de espesores mínimos, típicos de las vías de bajo volumen de tránsito, llevaría a vidas útiles que impliquen en el entorno de los 50.000 ejes equivalentes de AASHTO, lo cual resultaría en un valor no desestimable en cuanto a vida útiles expresadas en tiempo, siempre para este tipo de aplicaciones.

Referencias

AASHTO (1993). *Guide for design of pavement structures 1993*. American Association of State Highway and Transportation Officials, EEUU.

- AASHTO (2020). *Determining the indirect tensile Nflex factor to assess the cracking resistance of asphalt mixtures*. American Association of State Highway and Transportation Officials, TP 141-20, EEUU.
- AASHTO (2022). *Resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage*. American Association of State Highway and Transportation Officials, T 283, EEUU.
- Angelone S., Martínez F., Cauhapé Casaux M., Andreoni R., Andreoni S. y Balestrini G. (2010). *Ahuellamiento. Desarrollo de una metodología para el control en obra de mezclas asfálticas*. XXXVI Reunión del Asfalto. Buenos Aires, Argentina.
- Angelone, S., Cauhapé Casaux, M., Borghi, M., & Martinez, F. O. (2016). *Green pavements: reuse of plastic waste in asphalt mixtures*. *Materials and Structures*, 49(5), 1655-1665.
- Auburn University (2017). *Weslea 3.0*. Obtenido de Auburn University: https://imapssl.eng.auburn.edu/software/software/software_showone.php?software_id=276
- Botasso, G., González, R., Rivera, J., & Rebollo, O. (2010). *Utilización de cauchos en mezclas asfálticas*. In XII Congreso Ibero-Latinoamericano de Asfalto, Ecuador.
- Casaux, M. C., Zorzutti, L., Martínez, F., Angelone, S., Balige, M., & Lucci, G. (2020). *Carreteras sustentables: tramo experimental con mezclas asfálticas elaboradas con plásticos reciclados*. In XXXIX Reunión del Asfalto, Comisión Permanente del Asfalto, Argentina.
- CEDEX (1992). *Normas de ensayo NLT*. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España.
- DNV (2001). *Normas de Ensayo*. Dirección Nacional de Vialidad, Argentina.
- DNV (2017). *Pliego de especificaciones técnicas generales para concretos asfálticos en caliente y semicaliente del tipo densos*. Dirección Nacional de Vialidad, Argentina.
- EICAM (1998). *Curso de actualización de diseño estructural de caminos, método AASHTO93*. Universidad Nacional de San Juan, Argentina.
- Khoury, N., Khoury, C., & Abousleiman, Y. (2008). *Soil fused with recycled plastic bottles for various geotechnical applications*. In GeoCongress 2008: Geotechnics of Waste Management and Remediation (pp. 336-343).
- LEMaC (2019). *Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC – Centro de Investigaciones Viales (edición 2019)*. Editorial edUTecNe, Argentina.
- Mallick, R. B., Hooper, F. P., O'Brien, S., & Kashi, M. (2004). *Evaluation of use of synthetic lightweight aggregate in hot-mix asphalt*. *Transportation Research Record*, 1891(1), 1-7.
- Martínez Reguero, A. H. (2000). *Aseguramiento de la calidad de mezclas bituminosas mediante la aplicación del ensayo de tracción indirecta en el control de su ejecución*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Mohammed, M. S., Elkady, H., & Abdel-Gawwad, H. A. (2021). *Utilization of construction and demolition waste and synthetic aggregates*. *Journal of Building Engineering*, 43, 103207.
- Musuruana, E., & Rosasco, S. (1988). *Las emulsiones asfálticas en las construcciones viales*. Química Bonaerense, Argentina.
- Nosetti, R. A., Pérez Jiménez, F. E., & Martínez Reguero, A. H. (2011). *Estudio de las mezclas bituminosas recicladas en frío con emulsión con el compactador giratorio Superpave*. In Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto: XVI CILA (pp. 1988-1999).
- Pérez Pérez, I., Pasandín, A. R., & Corraliza Tejeda, S. (2008). *Susceptibilidad al agua de mezclas asfálticas hechas con residuos provenientes de demolición de construcciones*. In Congreso Nacional de Firmes (8°. 2008. Valladolid) (pp. 580-589). Asociación Española de la Carretera.
- Swan, C., & Sacks, A. (2005). *Properties of synthetic lightweight aggregates for use in pavement systems*. In *Advances in Pavement Engineering* (pp. 1-12).
- UNE (2012). *Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Parte 26: Rigidez. UNE-EN12697-26*.
- Villegas, R. E., Loria, L. G., Aguiar, J. P., Leiva, F., Salazar, J., & Navas, A. (2012). *Uso de materiales de desecho como modificantes de asfalto en Costa Rica*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, LanammeUCR: San José, Costa Rica.
- West, R. C., Winkle, C. V., Maghsoodloo, S., & Dixon, S. (2017). *Relationships between simple asphalt mixture cracking tests using Ndesign specimens and fatigue cracking at FHWA's accelerated loading facility*. *Road Materials and Pavement Design*, 18(sup4), 428-446.