



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL  
FACULTAD REGIONAL LA PLATA



# TESIS DE BECARIOS DE INVESTIGACION **2018**



**TESIS DE BECARIOS DE INVESTIGACION**  
**ISSN 2250-7221 | N° 13 | MAYO DE 2018**



Sitio Web: <https://lemac.frlp.utn.edu.ar/>

e-mail: [lemac@frlp.utn.edu.ar](mailto:lemac@frlp.utn.edu.ar)

Se encuentra registrada en las siguientes bases de datos:  
**BINPAR** (Bibliografía Nacional de Publicaciones Periódicas Registradas) del CAICYT CONICET, (Argentina); Sistema Regional de Información en Línea para Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal **Latindex**

(México).

**Director:**

Dr. Ing. Hugo Gerardo Botasso

**Subdirector:**

Dr. Ing. José Julián Rivera

**Responsables de Áreas:**

Tecnología de los pavimentos flexibles:

Ing. Enrique Fensel

Tecnología de los pavimentos rígidos y estructuras:

Ing. Marcelo Barreda

Gestión y diseño vial:

Dr. Ing. José Julián Rivera

**Corrección de estilo y Diagramación:**

Arq. Gustavo A. Das Neves



Se presentan en este número las memorias sintéticas de la Tesis de Becarios 2018 efectuadas en el LEMaC. Como sucede todos los años, cada Alumno Becario cuenta con el apoyo de al menos un Docente Investigador del LEMaC, cumpliendo el rol de Director de Tesis. Si bien estos últimos intervienen en la redacción de las memorias de cada trabajo, son los Becarios los encargados finales de las mismas, revistiendo en la mayoría de los casos su primera publicación de un trabajo técnico. Comúnmente estas memorias son luego adaptadas y ampliadas en su redacción, para pasar a formar parte, en forma aislada o en conjunto con otros estudios asociados, de publicaciones en Reuniones Científicas o Revistas Indexadas, dada su pertenencia a una línea de estudio o un proyecto I+D del LEMaC.

## INDICE

	página
<b>ANÁLISIS DE FATIGA AL CORTE DE INTERFASES ASFÁLTICAS EN REFUERZOS DE PAVIMENTOS FRESADOS.</b> Anael Porro, José J. Rivera	5
<b>INCIDENCIA DEL NÚMERO DE CARAS DE FRACTURAS DE UN AGREGADO EN EL VALOR SOPORTE RELATIVO DE UN ESTABILIZADO GRANULOMÉTRICO.</b> Rodrigo Pinarello, José J. Rivera	11
<b>RESISTENCIA MECÁNICA EN MORTEROS DE APERTURA RÁPIDO AL TRÁNSITO.</b> Micaela Sequeira, Anahí López.	15
<b>ESTUDIO PARA LA ADAPTACIÓN DEL ENSAYO LOAD WHEEL TEST A PINTURAS DE DEMARCACIÓN VIAL.</b> Mariano Damia, Verónica Mechura.	19
<b>GESTION DE RESIDUOS DE CONSTRUCCION Y DEMOLICION.</b> Candela Altamira, M. Eva Sosa.	25
<b>MOLDEO Y ENSAYO DE MEZCLA ASFÁLTICA, PARA SER ENSAYADA A FATIGA, MEDIANTE EL ENSAYO DE LA SEMI PROBETA.</b> Nicolas E. Gullino, Héctor L. Delbono.	31
<b>CENSOS DE VELOCIDAD DE OPERACIÓN VEHICULAR.</b> Beatriz Abraham, Gustavo Das Neves, José J. Rivera	37
<b>VALORACIÓN DE LA ACCIÓN DE GEOSINTÉTICOS ENTRE CAPAS DE HORMIGÓN PARA PAVIMENTOS.</b> Mayra Atoche, Battista Nicolas, Héctor L. Delbono.	43
<b>RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA.</b> Matías Fregossi, Enrique Fensel.	49
<b>ANÁLISIS DE SUSTRATOS PARA LA EVALUACION DE LAS PINTURAS DE DEMARCACION VIAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PULIMENTO ACELERADO DE ARIDOS.</b> Sabrina Torres, Verónica Mechura	55
<b>ELEMENTOS DE DEMARCACIÓN HORIZONTAL ECOLÓGICOS CON NEUMÁTICO RECICLADO PARA LA ECONOMÍA SOCIAL.</b> Delfina. Borgogno; Adriana Noemí. Huespe Mercado; Aldana. Orellana; Nehuen. Ortega, H. Gerardo Botasso	59
<b>ANÁLISIS DEL CBR EN SUELO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE MATERIALES GEOSINTÉTICOS.</b> Walter López, Héctor L. Delbono	67
<b>EVALUACIÓN DE HORMIGONES DE APERTURA TEMPRANA AL TRÁNSITO PARA REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS.</b> Billiot Ignacio, Alejandro, Barreda Marcelo	73
<b>DISEÑO DE MEZCLA ASFALTICA DRENANTE.</b> Genifer Colman, Oscar Rebollo	77
<b>FISURACIÓN DE MATERIALES POR CRECIMIENTO DE LAS RAÍCES DE PLANTAS MURÍCOLAS.</b> Antonella Dalmarini, Vilma G. Rosato.	83
<b>ENSAYO DE PUNZONADO.</b> Regis Andrés García Thanner, Oscar Rebollo.	87



# ANÁLISIS DE FATIGA AL CORTE DE INTERFASES ASFÁLTICAS EN REFUERZOS DE PAVIMENTOS FRESADOS

Becaria: Anael Porro<sup>1</sup>; [anaelarp@gmail.com](mailto:anaelarp@gmail.com)

Director: José Julian Rivera<sup>2</sup>; [jrivera@frlp.utn.edu.ar](mailto:jrivera@frlp.utn.edu.ar)

<sup>1,2</sup>LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Gestión y Diseño Vial **PID Asociado:** Estudio de riegos de liga entre capas asfálticas tras una operación de fresado (TVIFILP4708TC)



## Resumen

En la rehabilitación de pavimentos asfálticos, una de las opciones que se tienen en cuenta en su ejecución es el fresado en la capa de superficie para la posterior aplicación del riego de liga y finalmente una nueva capa asfáltica. Un interrogante que surge ante este procedimiento, es la dotación a ser aplicada dado que generalmente se hace en relación a la superficie lisa, y al ser fresada varían los parámetros a ser tenidos en cuenta. En la presente tesis se ha desarrollado un modelo de análisis, acompañado de su procedimiento de aplicación, que permite establecer un coeficiente de corrección para la dotación de un riego de liga asfáltico a ser aplicado sobre una superficie fresada. El modelo se basa en los resultados obtenidos por ensayos de corte donde la sollicitación se aplica por un lado de manera estática y por el otro con sollicitaciones del tipo dinámica, por ser la fatiga la falla más común en las obras; y en la correspondencia existente entre ambas sistemáticas de ensayo.

**Palabras clave:** Ingeniería Vial, Rehabilitación de Pavimentos, Fresado de Pavimentos, Riego de Liga.

## 1. Introducción

En el proceso de rehabilitación de pavimentos asfálticos, es muy común el empleo de técnicas de fresado y, además, en estos esfuerzos corresponde disponer un riego de liga, consistente en la aplicación de una emulsión asfáltica sobre la superficie, con el objetivo de conseguir su unión con la capa de revestimiento que se vaya a ejecutar. Es importante tener en cuenta que al fresar la superficie sufrirá una variación de aumento, lo que requerirá una mayor dotación de riego; sin embargo, por la forma adquirida, un exceso del mismo puede implicar una deposición en los valles generando una interfase más vulnerable. Se busca arribar a un modelo que permita corregir la dotación de riego, con su correspondiente procedimiento de empleo, con la particularidad de estar desarrollado sobre probetas dobles ensayadas no solo ante la aplicación de cargas en forma estática, sino también frente a cargas dinámicas llevando a la falla del sistema por fatiga, siendo esta última una sollicitación que se aproxima más a lo que sucede en obra.

## 2. Materiales y procedimientos

### 2.1. Materiales

- Mezcla CAC-D19 con agregado granítico.
- Riego de liga de emulsión catiónica de rotura rápida.

### 2.2. Procedimientos

Las herramientas de desbaste dan lugar a diversas tipologías de fresado, por ello, para el estudio se hallaron varias fuentes de información en cuanto al rango de dimensiones que pueden presentar una superficie de pavimento asfáltico a ser rehabilitada. A partir de este relevamiento se permitió

establecer 6 casos patrones de análisis que cubren dicho rango, los cuales se observan en la **Tabla 1**.

**Tabla 1.**

Caso	Distancia entre surcos (mm)	Profundidad fresado (mm)
1	8,0	1,0
2	11,4	2,4
3	14,8	3,8
4	18,2	5,2
5	21,6	6,6
6	25,0	8,0

A partir de estos casos se efectúa la simulación del fresado en laboratorio mediante el empleo de una técnica de aserrado con hoja diamantada sobre probetas de 30cm x 30cm, confeccionadas con mezcla CAC-D19 con agregado granítico. Sobre estas probetas se efectúan mediciones de Diámetros de Parche de Arena (D<sub>i</sub>) con volúmenes de arena de 40cm<sup>3</sup>, de acuerdo a lo establecido como óptimo por el estudio [1], dando por resultados los Diámetros de Parche de Arena (DPA) que se observan en la **Tabla 2**.

Caso	D1 (cm)	D2 (cm)	DPA (cm)
1	23,8	24,5	24,2
2	20,0	19,6	19,8
3	16,0	16,1	16,1
4	12,8	13,1	13,0
5	11,5	11,7	11,6
6	10,2	10,1	10,2

**Tabla 2.**



En comparación con la interfase “lisa”, al fresar nos encontramos con un aumento en la superficie. Esto lleva a pensar en una necesidad de incremento en la dotación de riego de liga, pero un factor que no se debe descuidar, es que la forma resultante del fresado genera el riesgo de producir una deposición del riego en el valle de los surcos fresado, y es por ello que amerita cierto análisis. (Figura 1)



Figura 1. Deposición excesiva de un riego en los valles del fresado.

Se debe alcanzar por lo tanto una solución de compromiso entre ambas situaciones. Y para ello se analiza como cada una de ellas influyen desde el punto de vista mecánico para arribar a la situación óptima. Para el estudio se parte del contenido óptimo de riego de liga establecido para la interfase lisa, como  $0,25 \text{ l/m}^3$ , determinado para los materiales empleados en esta experiencia y se plantearon cuatro situaciones:

- Situación 1: Dotación de riego de liga óptima incrementada en la misma proporción del aumento del área de contacto en la interfase por el fresado.
- Situación 2: Dotación de riego de liga óptima incrementada  $2/3$  de la proporción del aumento del área de contacto en la interfase por el fresado.
- Situación 3: Dotación de riego de liga óptima incrementada en  $1/3$  de la proporción del incremento del área de contacto en la interfase por el fresado.
- Situación 4: Dotación de riego de liga óptima sin considerar el incremento del área de contacto en la interfase por el fresado.

Para cada uno de los 6 casos de fresado planteados, se moldean 3 probetas dobles en las cuales se materializa en laboratorio la interfase fresada de manera simulada. Posteriormente fueron ensayadas a una temperatura de referencia adoptada de  $20^\circ\text{C}$ , mediante un dispositivo que permite establecer la sollicitación que se esquematiza en la Figura 2.

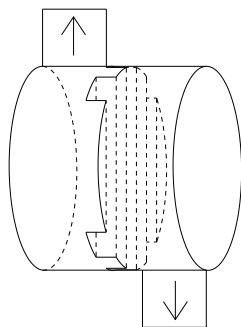


Figura 2. Orientación del fresado en el ensayo.

Ante la cuestión de las dotaciones a ser empleadas en cada situación, se adoptan los modelos que surgen del estudio, considerando una Dotación de Riego Incrementada (DRI),

partiendo de un Coeficiente de Incremento (CI) y una Dotación de Riego (DR), mediante la Ecuación 1.

$$\text{DRI} = \text{CI} \cdot \text{DR} \quad (1)$$

A su vez, estos CI surgen como proporción del Coeficiente de Incremento de Área (CIA) en la interfase, calculado según la expresión de la Ecuación 2 a la que se arribara en el estudio.

$$\text{CAI} = 5,03 \text{ DPA} - 0,41 \quad (2)$$

A partir de los CI, la superficie de las probetas dobles a ser moldeadas, la dotación óptima para superficies lisas y las características de la emulsión empleada, se realizan los cálculos para arribar al peso de emulsión a aplicarse en cada probeta. Una vez moldeadas estas se procede a su ensayo al corte estático, resultando para todos los casos que la situación 3 es la más favorable, es decir, que dicha situación implica los CI óptimos y se puede proceder ahora a establecer los Coeficientes de Incremento de Riego (CIR) aplicables, los cuales correlacionados con los DPA correspondientes sirven de partida para aplicar la regresión que permite obtener finalmente el modelo de aplicación de la Ecuación 3.

$$\text{CIR} = 2,014 \text{ DPA} - 0,184 \quad (3)$$

El análisis de mayor relevancia en la presente tesis consiste en tomar la situación 4 de fresado y estudiar la respuesta de las probetas a fatiga, para los cuatro casos de dotación de riego presentados. Pudiendo de éste modo observar si el contenido óptimo establecido por ambas vías se condice. Lo destacable de esta metodología, es la similitud que presenta con la obra dado que una única carga máxima, como en el ensayo estático, no es representativa en cuanto a las cargas del tránsito, que pueden asimilarse más a menores valores de carga pero en forma dinámica.

Para proceder a ejecutar el mismo se toma de la recopilación bibliográfica aquella sistemática de ensayo que se presume refleja de mejor manera las condiciones de campo y que sea factible en las instalaciones del laboratorio.

Se adoptó el ensayo propuesto por Romanoschi [2] denominado *Shear Fatigue Test of the Asphalt-to-Asphalt Interfaces* (ensayo de fatiga al corte de interfaces entre capas asfálticas), Figura 3. Se puede apreciar que a través de la inclinación de aproximadamente  $25^\circ$  de la probeta, la carga cíclica vertical P se descompone en una carga normal N y en una carga de corte tangencial a la interfase en análisis T, con una relación 2:1.

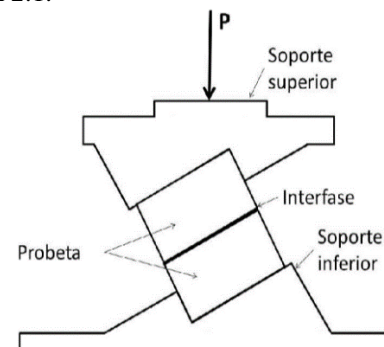
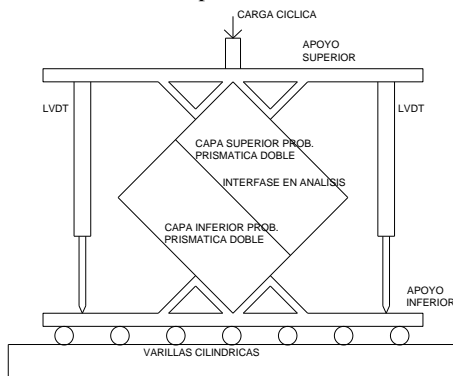


Figura 3. Esquema del ensayo de fatiga al corte.

Se configuró el equipo destinado a ensayo de Módulo Dinámico para otorgar una dada cantidad de ciclos de carga por segundo (**Figura 4.**). Para definir la magnitud del pico de carga se consideró la tensión al corte mínima requerida propuesta por el Pliego de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) [3] para obtener valores representativos. Dado que el equipo con que cuenta el LEMaC solo puede otorgar una carga cíclica de 500Kg, se decide establecer una inclinación de 45° (**Figura 5.**), obteniéndose una situación más desfavorable de la que propone Romanoschi, por establecerse una relación 1:1 entre  $N$  y  $T$ , arribando de este modo a una tensión de corte en la interfase de la mitad de la establecida como la mínima requerida por DNV. El periodo de repetición de la carga se impuso en  $124 \pm 4$  mseg, según lo recomendado en la norma.



**Figura 4.** Imágenes del equipo durante el ensayo a fatiga de una de las probetas.



**Figura 5.** Esquema de ensayo de fatiga de la interfase del LEMaC.

Se moldearon probetas dobles cúbicas de 10cm por lado, por ser una dimensión mínima representativa de las magnitudes de fresado. Para su confección se implementa el siguiente procedimiento:

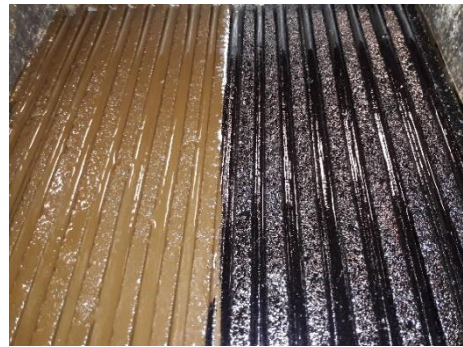
- Moldeo con la mezcla asfáltica patrón utilizada, que presenta una Densidad Marshall de Referencia, y empleando una compactación mediante el equipo Roller Compact, de dos probetas prismáticas de 30cm x 30cm x 5cm. (**Figura 6.**)
- Simulación del fresado del Caso 4 mediante aserrado de la superficie de ambas probetas.
- Aplicación de las dotaciones de riego de las Situaciones 1 a 4 sobre las probetas, cubriendo media probeta con cada dotación.

- Moldeo de la capa superior sobre ambas probetas en un espesor de 5 cm, con la mezcla patrón y nuevamente mediante compactación con el equipo de Roller Compact.
- Aserrado de 3 probetas cúbicas para cada Situación de 10 cm de lado.
- Numeración de las probetas mediante la fórmula  $S X-Y$ , donde la  $X$  corresponde a la Situación y la  $Y$  al Número de Probeta para esa Situación.



**Figura 6.** Bases para las probetas moldeadas con Roller Compact.

En la **Figura 7** se puede observar como se ha delimitado los sectores de 15cm x 30cm destinados a la aplicación del riego por cada una de las Situaciones.



**Figura 7.** Bases para las probetas con fresado simulado con dos Situaciones distintas de dotación de Riego de Liga.

Mediante el aserrado se arriban a las 12 probetas cúbicas a ser ensayadas. (**Figura 8.**)



**Figura 8.** Probetas cúbicas generadas por aserrado.

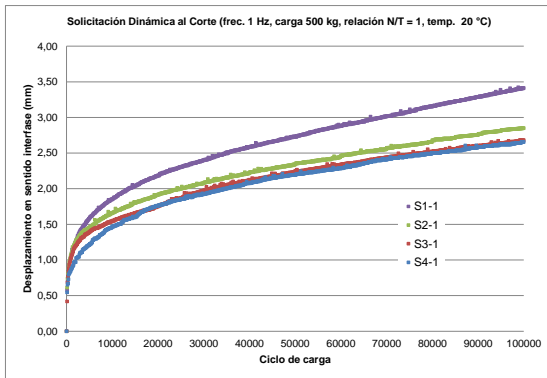
Con un escáner Epson Stylus CX9400 se observa la cara transversal a la dirección del fresado de la probeta para la Situación 1, siendo la que presenta mayor dotación de riego, a fin de apreciar la terminación de la interfase y la misma resultó ser imperceptible, lo que da a pensar que el procedimiento adoptado de moldeo es válido. Se procede en el análisis con lupa pudiendo ratificar que la interfase resulta casi imperceptible.

### 3. Resultados y discusión

Se decide ensayar como primera serie a las probetas S1-1, S2-1, S3-1 y S4-1, a la temperatura ya empleada en los ensayos estáticos de 20 °C, con un periodo de aplicación de la carga de 1 ciclo por segundo y con 100.000 repeticiones.

Las probetas son ensayadas de acuerdo al procedimiento descrito.

Las curvas de evolución del desplazamiento en la interfase (calculado a partir de la deformación vertical registrada) versus los ciclos de carga, para la primera serie de probetas se observa en la **Figura 9**.



**Figura 9.** Curvas desplazamientos versus ciclos de carga para la primera serie.

Si bien las curvas volcadas en la **Figura 9** permiten observar cierta tendencia en los resultados, se decide definir una Pendiente de la Curva de Desplazamiento (PCD) que se calcula de acuerdo a la Ecuación 4.

$$PCD = (D100-D50)/50 \quad (4)$$

Donde:

- PCD = Pendiente de la curva de desplazamiento (mm/103 ciclos)
- D100 = Desplazamiento a los 100.000 ciclos de carga (mm)
- D50 = Desplazamiento a los 50.000 ciclos de carga (mm)

A partir de la definición de este parámetro, se puede confeccionar la **Tabla 3** en donde se vuelcan los resultados obtenidos para la primera serie de ensayos.

Probeta	D50 (mm)	D100 (mm)	PCD (mm/103 ciclos)
S1-1	2,73	3,41	0,0136
S2-1	2,35	2,85	0,0100
S3-1	2,23	2,68	0,0089
S4-1	2,20	2,66	0,0091

Los resultados muestran que, si bien la D100 en la probeta S3-1 resulta levemente superior a la de la probeta S4-1, las PCD obtenidas marcan una tendencia hacia el mínimo para la probeta S3-1. Esto se condice con los resultados obtenidos ante las sollicitaciones estáticas, pues demostraría que la

Situación 3 sería también, ante las condicionantes establecidas para esta primera serie de probetas, la que mejor respuesta daría ante las sollicitaciones dinámicas.

Se decide ensayar la segunda serie de probetas a una temperatura de ensayo de 40 °C, habitual en otros estudios sobre sistemas que involucran mezclas asfálticas, para observar el comportamiento esperable a altas temperaturas. El resto de los parámetros se decide dejarlos constantes.

En la **Figura 10** se observa la probeta S1-2 ya ensayada, vista de perfil a la izquierda y con un detalle de la interfase a la derecha; en ambas imágenes se ve como la falla se ha producido por el desplazamiento relativo de las capas en la interfase. Por su parte en la **Figura 11** se observa la probeta S4-2 ya ensayada, con una vista de perfil a la izquierda y ese mismo perfil pero con el camino de la fisura remarcado a la derecha; lo que deja ver que la falla se produce parte por el desplazamiento relativo en la interfase y parte por la rotura de la mezcla asfáltica. Se deduce en tal sentido, un mejor comportamiento ante las menores dotaciones de riego de liga analizadas.

Las curvas de evolución del desplazamiento en la interfase (calculado a partir de la deformación vertical registrada) versus los ciclos de carga, para la segunda serie de probetas se observa en la **Figura 12**.



**Figura 9.** Probeta S1-2 ya ensayada.



**Figura 10.** Probeta S4-2 ya ensayada.

Se puede ver en la **Figura 11** la notoria diferencia de resultados respecto de los obtenidos para los 20 °C. Para permitir la mejor observación de las diferencias relativas se decide analizar la cantidad de ciclos que se requieren para que en cada probeta se genere un desplazamiento de 5 mm (TD5mm) y de 10 mm (TD10mm). La **Tabla 4** muestra los resultados obtenidos en tal sentido.

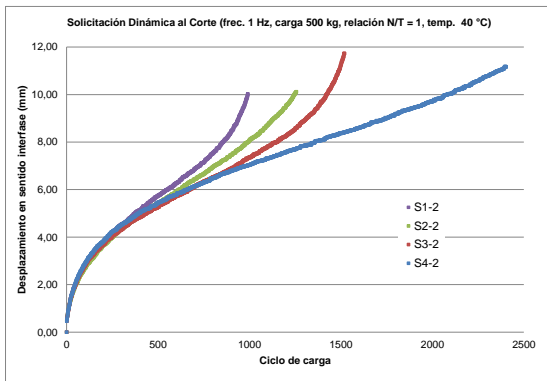


Figura 11. Curvas desplazamiento versus ciclos de carga para la segunda serie.

Tabla 4.

Probeta	Para TD5mm (ciclos)	Para TD10mm (ciclos)
S1-2	374	990
S2-2	414	1246
S3-2	436	1422
S4-2	393	2081

Puede observarse como la cantidad de ciclos para los TD5mm en todos los casos resulta similar, marcándose una diferencia en la cantidad de ciclos para los TD10mm. En esta serie la situación óptima se da claramente en la probeta S4-2, por lo que puede interpretarse que a temperaturas elevadas de operación, al menos para los materiales analizados, el mejor comportamiento de la interfase se da con menores dotaciones de riego de liga que a temperaturas de operación intermedias.

Se decide ensayar la tercera serie de probetas a una temperatura de ensayo de 5 °C, habitual en otros estudios sobre sistemas que involucran mezclas asfálticas, para observar el comportamiento esperable a bajas temperaturas. También se modifica la frecuencia de cargas, estableciéndola en 2 ciclos por segundo.

Las curvas de evolución del desplazamiento en la interfase versus los ciclos de carga se observa en la Figura 12. En esta imagen se ve que las curvas de las probetas S1-3 y S2-3 no se muestran hasta los 100.000 ciclos debido a inconvenientes registrados en el equipo adquirente de datos durante el ensayo de las mismas; para el ensayo de las probetas S3-3 y S4-3 esos inconvenientes pudieron ser solucionados.

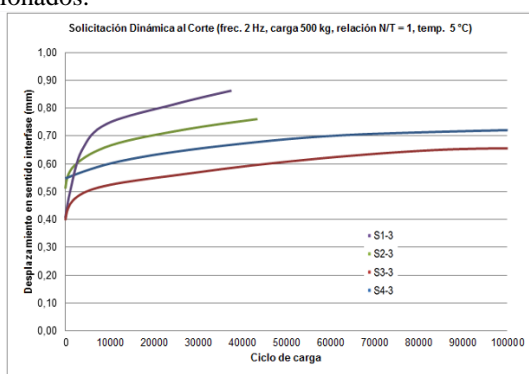


Figura 12. Curvas desplazamiento versus ciclos de carga para la tercera serie.

Para permitir la mejor observación de las diferencias relativas se decide volcar en la **Tabla 5** los desplazamientos en la interfase para 35.000 ciclos (D35), 50.000 ciclos (D50) y 100.000 ciclos (D100).

Tabla 4.

Probeta	D35 (mm)	D50 (mm)	D100 (mm)
S1-3	0,86		
S2-3	0,74		
S3-3	0,57	0,60	0,65
S4-3	0,66	0,69	0,72

Como puede observarse, a 5 °C los resultados obtenidos permitirían ratificar que la situación óptima es la Situación 3, coincidiendo con lo establecido mediante los ensayos estáticos y los ensayos dinámicos a 20 °C. No obstante esto, se observa que las diferencias relativas entre los resultados para la Situación 3 y la Situación 4 se pueden deber también principalmente a los desplazamientos iniciales registrados en ambas probetas, lo que puede tener como causa un ajuste inicial de los platos de carga, habida cuenta que se trata de sólo de algunas centésimas de milímetro.

#### 4. Conclusiones

- El fresado incide en la dotación óptima del riego de liga.
- Es posible analizar situaciones que representan un incremento de esa dotación en distintas proporciones del incremento del área de contacto en la interfase por el fresado mediante el ensayo al corte desarrollado, considerando que, dado que la flexión principal del pavimento se da en su sentido longitudinal y que el fresado presenta su superficie dentada también en este sentido, los ensayos se deben realizar con las probetas dobles dispuestas de acuerdo a esa orientación.
- Los resultados obtenidos permiten establecer que los Coeficientes de Incremento de Riego CIR óptimos se obtienen al incrementar la dotación 1/3 del incremento de superficie en la interfase.
- La fórmula que permite establecer el CIR en función del Diámetro de Parche de Arena (DPA), resultante para un volumen de arena de 40 cm<sup>3</sup>, es  $CIR = 2,014 \cdot DPA^{-0,184}$ .
- Del análisis al corte mediante solicitaciones dinámicas de carga, se puede deducir que existen indicios en tal sentido que permitirían ratificar los resultados obtenidos mediante la aplicación estática de la carga, pero que en regiones donde las temperaturas predominantes disten significativamente de los 20 °C, sería adecuado conducir esos análisis a otra temperatura de referencia, pues es posible que se obtengan resultados diferentes en cuanto a la dotación óptima del riego de liga.

## **5. Trabajos Futuros**

Replicar el análisis ante tipologías de materiales diferentes para establecer si los resultados obtenidos pueden extrapolarse a éstos.

## **Agradecimientos**

El presente trabajo ha sido desarrollado en el marco del plan de tesis de investigación de alumnos avanzados del Departamento de Ingeniería Civil. Por ello como primer autor, manifiesto mi agradecimiento al LEMaC por la oportunidad y confianza para llevar a cabo este trabajo. En especial a mi director de beca Julián quien me sigue orientando y alentando en este camino de investigación. A mis abuelos por el apoyo, mis padres por la formación y mi pareja por su incondicionalidad.

## **Referencias/Bibliografía**

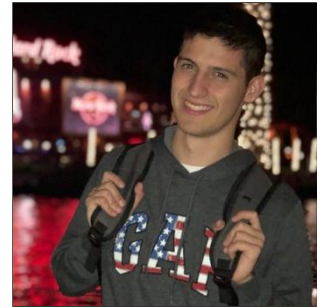
- [1] Rivera, J., Bianchetto, H., Botasso, G. (2018). Adaptación del ensayo de parche de arena para estimar la corrección de dotación de riegos de liga en rehabilitaciones sobre firmes asfálticos sometidos a fresado superficial. Simposio Nacional de Firmes SNF2018, Madrid, España.
- [2] Romanoschi, S.A. (1999). Characterization of Pavement Layer Interfaces. Louisiana State University and Agricultural & Mechanical College, EEUU.
- [3] DNV-2017 - Pliego de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV).

# INCIDENCIA DEL NÚMERO DE CARAS DE FRACTURAS DE UN AGREGADO EN EL VALOR SOPORTE RELATIVO DE UN ESTABILIZADO GRANULOMÉTRICO

Becario; Rodrigo Pinarello<sup>1</sup>; rodrigo\_pinarello@hotmail.com

Directores; Anael Porro; José Julian Rivera<sup>2</sup>; anaelpor@gmail.com;  
jrivera@frlp.utn.edu.ar

<sup>1,2</sup>LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina



**Área:** Gestión y Diseño Vial. **PID Asociado:** “Análisis para la calibración a las condiciones locales de modelos para el diseño de pavimentos basados en evaluaciones superficiales y estructurales. Condición: Aprobado Programa de Incentivos Código TVUTILP0003943TC.

## Resumen

La Especificación Técnica existente en el Pliego 1998 de la Dirección Nacional de Vialidad, respecto de la constitución de un Estabilizado Granulométrico, establece de manera un tanto difusa la necesidad de utilizar materiales con cierto grado de trituración, más allá de lograr una curva granulométrica dada. Se analiza por medio de la Tesis la incidencia de este parámetro, que muchas veces no es atendido por la Inspección de la Obra Vial en cuestión.

**Palabras clave:** Estabilizado Granulométrico, Agregados Triturados, Bases Viales.

## 1. Introducción

Los estabilizados granulométricos pueden lograrse mediante agregados, o la mezcla de éstos, que revisten ciertas características en cuanto a su grado de trituración. En la Figura 1 se observa un esquema de un estabilizado logrado con partículas trituradas, que es lo buscado, y en la Figura 2 un esquema de un estabilizado logrado con partículas redondeadas, que puede cumplir con la misma granulometría, pero que evidentemente debería tener un comportamiento estructural diferente.

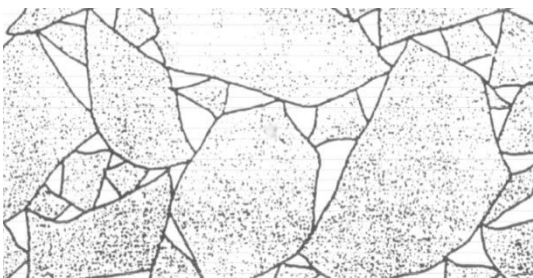


Figura 1. Estabilizado de partículas trituradas.

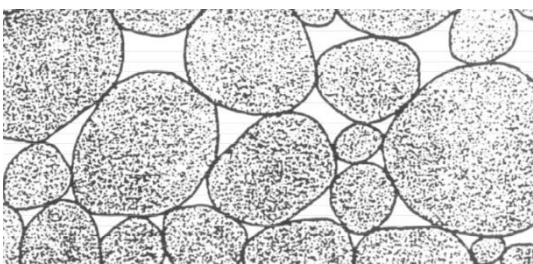


Figura 2. Estabilizado de partículas redondeadas.

En tal sentido, la teoría de Bolomey establece un grado de trabajabilidad asociado al estabilizado, que podría ser contemplado al establecer la curva granulométrica óptima, de acuerdo con la Ecuación 1.

$$P = f + (100 - f) \sqrt{\frac{d}{D}} \quad (1)$$

Donde  $f$  es una constante empírica que representa el grado de trabajabilidad de una mezcla (entre 6 y 16), es decir el grado de trituración que presentan los agregados,  $d$  es la abertura del tamiz en análisis y  $D$  es el tamaño máximo del material analizado.

El Pliego de Especificaciones Técnicas Generales 1998 (PETG-1998) de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) [1], en la Especificación Técnica correspondiente a los Estabilizados Granulométricos, Sección C.II. “Base o subbase de agregado pétreo y suelo”, establece por su parte que las curvas límites a ser cumplidas por dichos materiales son las que se observan en la Tabla 1. Pero además, en el punto C.II.2.1 indica que el agregado pétreo a emplearse debe cumplir con lo establecido en otra Especificación Técnica, la Sección C.I. “Disposiciones generales para la ejecución y reparación de capas no bituminosas, en lo referente al punto C.I.1.2.1. Este último dice “... (los agregados pétreos) deberán presentar además un mínimo del 75 % de sus partículas con dos o más caras de fracturas y el 25 % restante por lo menos una...”. Como se puede observar, el PETG-1998 tiene en cuenta lo ya expresado en cuanto a la necesidad de contar con un grado de trituración de las partículas, lo cual en la práctica rara vez se corrobora.

Por lo expuesto, se desarrolla este trabajo, que pretende analizar la incidencia del grado de trituración del agregado que participa en un Estabilizado Granulométrico, pues es posible que muchas veces se caiga en alguno de los dos errores más habituales en tal sentido. El primero se da cuando se aprueban mezclas que cumplen con el Valor Soporte Relativo (VSR), pero no se examinan en cuanto al grado de trituración de sus partículas, lo cual no estaría llevando a un cumplimiento de lo especificado. El segundo se da cuando por no lograrse un VSR mínimo se descarta un material dado, sin haber corroborado su grado de trituración, que al ser incrementado con ajustes menores podría llevar a la aprobación aun con una misma granulometría.

Tabla 1.

TAMICES IRAM	PORCENTAJES QUE PASAN			
	SUB-BASE	BASE		
		GRAVA NATURAL	MEZCLA DE PEDREGULLO Y GRAVA	PEDREGULLO DE ROCA O GRAVA
51mm (2")	100	---	---	---
38 mm(1 1/2")	90-10	100	100	100
25 mm(1")	---	70-100	70-100	70-100
19 mm (3/4")	---	60-90	60-90	60-90
9.5 mm (3/8")	45-70	45-75	45-75	45-75
4.8 mm (N° 4)	---	35-60	35-60	30-60
2 mm (N°10)	30-55	25-50	25-50	20-50
420 μ (N° 40)	---	15-30	15-30	10-30
74 μ (N° 200)	2-20	3-10	3-10	3-10
Límite Liq. %	< de 25	< de 25	< de 25	< de 25
Índice Plástico	< de 6	< de 4	< de 4	< de 4
Valor soporte	> de 40 (1)	> de 80 (1)	> de 80 (1)	> de 80 (1)
Sales totales	< de 1.5	< de 1.5	< de 1.5	< de 1.5
Sulfatos	< de 0.5	< de 0.5	< de 0.5	< de 0.5

(1) El ensayo de Valor Soporte, se realizará según la Norma de Ensayo VNE-6-84. Determinación del Valor Soporte e Hincamiento de los suelos, Método Dinámico Simplificado N° 1. La fórmula de la mezcla será tal que el Valor Soporte indicado se deberá alcanzar con una densidad menor o igual al 97% de la densidad máxima, correspondiente a 56 golpes por capa.

## 2. Metodología

Se definen en este punto los Materiales a utilizarse y el Procedimiento de ensayo a ser empleado.

### 2.1. Materiales

Para llevar adelante el estudio se utilizan agregados que cuentan con diverso grado de trituración (caras de fracturas) detectables visualmente en sus partículas constituyentes, hasta un tamaño mínimo de 3/8". De esta manera se separan las partículas que presentan 3 o más caras de fracturas, de aquellas que presentan 2, 1 o ninguna (Figura 3). Los agregados por debajo de este tamaño se separan en "totalmente redondeados" y "totalmente triturados". De esta manera, siguiendo el criterio de considerar a los agregados totalmente triturados como un cubo de 6 caras, se combinan luego de la siguiente forma para simular el grado de trituración:

- Para el caso de agregados con 3 o más caras de fractura, se mezcla 50 % de cada uno de los dos materiales.
- Para el caso de 2 caras de fractura, se mezcla 1/3 del triturado con 2/3 del redondeado.
- Para el caso de 1 cara de fractura, se mezcla 1/6 del triturado con 5/6 del redondeado.

- Para el caso de totalmente redondeado, se toma ese material directamente.



Figura 3. Partícula sin caras de fractura (arriba, izq.), partícula con 1 cara de fractura (arriba, der.), partícula con 2 caras de fractura (abajo, izq.) y partícula con 3 o más caras de fractura (abajo, der.)

### 2.2. Procedimiento

El análisis relativo se realiza a partir de la determinación de los VSR [2] que se logren para una misma curva granulométrica en cada caso. Para eso se establece como de referencia la curva que se observa en la Tabla 2.

Tabla 2.

Tamices IRAM	S/DNV	Curva seleccionada
3/4"	60-90	100
3/8"	45-75	65
N°4	35-60	50
N°10	25-50	35
N°40	15-30	25
N°200	03-10	5

A partir de esta curva se moldean probetas para ser ensayadas en cuanto a su VSR, mediante la metodología de moldeo estática a densidad prefijada, Figura 4.



Figura 4. Moldeo de probeta de VSR a densidad prefijada. Se establece una Densidad de Referencia de 2,000 g/cm<sup>3</sup> y una Humedad de Moldeo del 1 %. Además se decide

analizar el VSR que se obtendría en el caso de colocarse la pesa normalizada durante el ensayo y el caso en el cual ésta no se utilizara. Los VSR se ensayan sin embeber las muestras. Las probetas moldeadas pueden observarse en la Figura 5.



Figura 5. Probetas de los cuatro casos analizados

En la Figura 6 se ve una probeta sin emplear la pesa, durante su ensayo de VSR.



Figura 6. Ejemplo de ensayo de VSR sin pesa

### 3. Resultados

Las probetas se ensayan para determinar el VSR, en la Figura 7 se observa un ejemplo de estos ensayos.

Los valores obtenidos se observan en la Tabla 3.

Tabla 3.

Caras de Fracturas	VSR s/pesa (%)	VSR c/pesa (%)
0	17,3	10,2
1	6,6	32,8
2	54,6	29,6
3 o más	62,0	92,3



Figura 7. Realización de un ensayo de VSR

Con los resultados obtenidos se pueden confeccionar las gráficas que se observan en la Figura 8 y la Figura 9.

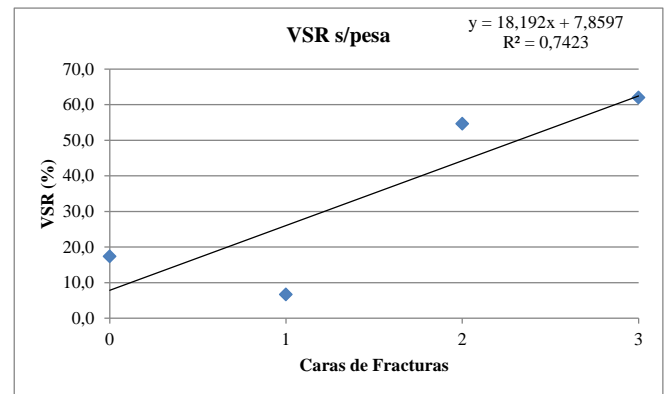


Figura 8. Resultados de VSR sin pesa.

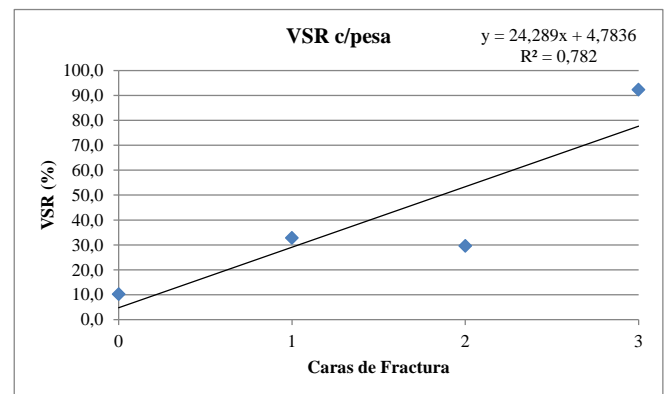


Figura 9. Resultados de VSR con pesa.

En las figuras se ha agregado también las curvas de tendencia de los resultados, lo cual permite observar una lógica de incremento del VSR con el aumento del grado de trituration en ambos casos.

### 4. Conclusiones

Como conclusión general de los trabajos realizados, puede citarse que el grado de trituration de los agregados empleados en la constitución de un Estabilizado Granulométrico incide directamente en el aporte estructural



del mismo, reflejado en los resultados de VSR. Esto permite establecer que, ante una misma curva granulométrica, en caso de lograrse con agregados redondeados un VSR de aprobación, si se los triturara, ese mismo material podría presentar mayor aporte estructural. Es decir que con la instrumentación de operaciones menores sobre el agregado se estaría optimizando su empleo. Por otro lado, si se estuviera rechazando un material porque no se logra con el mismo un VSR mínimo de aprobación, debería estudiarse su grado de trituración, pues es posible que sea el causante de ese bajo aporte estructural, como paso previo a su descarte.

### **Agradecimientos**

Quiero agradecer al LEMaC por aceptarme como Becario y darme la oportunidad de desarrollar esta investigación; y en especial agradecer a Anael y Julián, mis directores de la Beca, por la gran ayuda y orientación que me dieron desde el comienzo.

### **Referencias/Bibliografía**

- [1] Pliego de Especificaciones Técnicas Generales DNV-1998.
- [2] VN-E6-84 Determinación del V.S.R e Hinchamiento de Suelos.

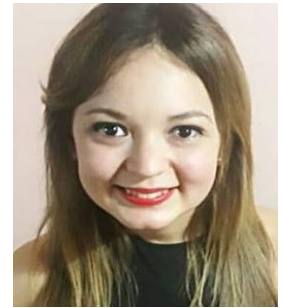
# RESISTENCIA MECÁNICA EN MORTEROS DE APERTURA RÁPIDO AL TRÁNSITO

Becaria: Micaela Sequeira<sup>1</sup>; sequeiramicaelaa@gmail.com.

Directora: Anahí López<sup>2</sup>; anahilopez@frlp.utn.edu.ar

Co-Director: M. Barreda<sup>3</sup>; mbarreda@frlp.utn.edu.ar

<sup>1,2,3</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina



**Área:** Tecnología de los Pavimentos Rígidos y Estructura. **PID Asociado:** “Hormigones de apertura rápido al tránsito (Fast-Track) para rehabilitación de pavimentos”. Código: UTN-4125.

## Resumen

El hormigón “Fast-Track” está diseñado especialmente para permitir una adecuada colocación y desarrollar excelente resistencia mecánica a edades tempranas y así, rápidamente, permitir la habilitación del pavimento. La resistencia mecánica que deben desarrollar estos hormigones es muy importante durante los primeros 7 días. Por ello su estudio en morteros durante este tiempo permitiría estimar el comportamiento mecánico cuando se habilitan los pavimentos y se realizan reparaciones

El Objetivo del trabajo es aplicar la metodología según la normativa en diferentes mezclas diseñadas con las características de este tipo de hormigón. La actividad permitió adquirir conocimientos y desarrollar experiencia para ejecutar el ensayo (IRAM 1622) con aptitud..

**Palabras clave:** Morteros. Resistencia Mecánica. Flexión. Compresión.

## 1. Introducción

El mortero es un compuesto de cemento, agregados finos, agua y posibles aditivos. La función que lo caracteriza es la de ligar o unir las partículas de agregado grueso en el hormigón u otros elementos constructivos como bloques de hormigón o ladrillos para construir muros.

El hormigón de Fast Track está diseñado para permitir una elevada resistencia mecánica a edades tempranas y así poder habilitarlo rápidamente. A su vez, es la interacción entre el mortero y las partículas de agregado grueso la que definirá el comportamiento mecánico.

La mezcla está compuesta, en general, por cemento Alta Resistencia Inicial (ARI) que desarrolla alto calor de hidratación, aditivos acelerantes, aditivos, mejorando considerablemente la resistencia. Los cementos de alta resistencia inicial (ARI) son los más utilizados en la elaboración y ejecución de los pavimentos como de sus reparaciones [1].

La resistencia de los cementos exige la determinación de parámetros exigidos por el CIRSOC 2005 según la norma IRAM 1622 “Cemento Portland. Determinación de resistencias Mecánicas” [2]. Este trabajo presenta resultados de resistencia mecánicas de morteros aplicando dicha norma a morteros estudiados sobre hormigones FAST TRACK.

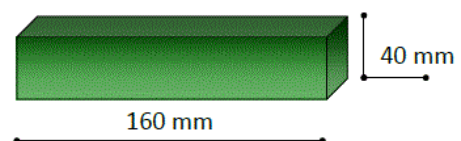
En el trabajo anterior se evaluó el tiempo de fraguado de morteros con similares proporciones [3]. En este trabajo se reprodujeron las mezclas para determinar el comportamiento mecánico.

Por otro lado, es importante destacar que la capacitación en tanto a lo técnico como lo práctico de esta Norma, se pudo aplicar en la participación del programa “Ensayos Interlaboratorio 2018” propuesto por la Asociación de Fabricantes de Cemento Portland, lo que permitió evaluar los resultados de nuestro laboratorio en comparación con la

media global. El LEMaC cuenta con una prensa calibrada de funcionamiento mecanizado y las calibraciones correspondientes. Además, de los dispositivos normalizados para realizar los ensayos. El informe fue completamente aceptado y aprobado durante el año 2018.

## 2. Metodología

La Norma IRAM 1622 propone determinar la resistencia a la compresión y opcionalmente a la flexión (dado que este material no es resistente a este último esfuerzo) en probetas prismáticas de medidas 40x40x160 mm<sup>3</sup>. La Figura 1 muestra el esquema de la probeta de mortero.



**Figura 1: Esquema de la probeta de mortero**

El procedimiento para realizar las muestras consiste en: preparar el mortero mediante mezclado mecánico y compactar en un molde utilizando una compactadora normalizada. El molde que contiene las probetas se conserva en cámara húmeda durante 24 horas y las probetas desmoldadas se sumergen inmediatamente en agua hasta realizar los ensayos mecánicos. La cámara húmeda para la conservación de las probetas se mantiene a temperatura (20±1°C) y humedad relativa (90 ±2 %), controladas.

El trabajo se realizó ensayando a edades de 1 ó 7 días. Las probetas se retiraron de su medio de conservación húmedo 15 minutos antes. Primero se rompieron en dos mitades (ensayo de flexión) y segundo cada una de ellas (ensayo a compresión).

La mezcladora consta de un recipiente de acero inoxidable para incorporar los materiales y ser mezclado a dos velocidades.

Velocidad	Rotación	Movimiento Planetario
	(Vueltas/min)	(Vueltas/min)
Lenta	140±5	62±5
Rápida	285±10	125±10

**Tabla1: Velocidades de la mezcladora**

La secuencia de mezclado es la siguiente:

Con la mezcladora en posición de trabajo, se vierte el agua dentro del recipiente con el aditivo mezclado previamente, luego se añade el cemento. Inmediatamente se inicia la mezcladora a velocidad lenta (VL) (ver Tabla 1), luego de 30 segundos, se introduce regularmente toda la arena durante los siguientes 30 segundos. En los morteros fabricados, se mezclaron dos tipos de arenas clasificadas por su tamaño, se mezcla a velocidad rápida (VR) y se continúa así durante los próximos 30 segundos. Se detiene la mezcladora durante 90 segundos. En los primeros 15 segundos, se quita por medio de una espátula todo el mortero adherido fuera de la zona de mezclado y se procede con el mezclado a velocidad rápida (VR) para finalizar luego de 60 segundos. La Tabla 2 resume la secuencia de mezclado.

00:00 seg	Contacto del agua con el cemento en la mezcladora (VL)
00:30 seg	Adición de las arenas (VL)
00:60 seg	Mezclado a VL
01:30 min	Reposo
03:00 min	Mezclado a VR
04:00 min	Fin del mezclado

**Tabla2: Procedimiento de mezclado.**

La Figura 2 visualiza el molde de probetas de mortero especificado por la norma.



**Figura 2: Molde normalizado**

Se utiliza la compactadora (Figura 3) para terminar de moldear las probetas otorgándole uniformidad a la masa total. Según normativa, es a través de dos capas (320 gramos) con sesenta golpes cada una, y al final arrasándola con una espátula especial.



**Figura3: Compactadora**

Se dispuso de un dispositivo de flexión que posee dos rodillos de apoyo de acero distantes uno de otro de 100 mm y un tercer rodillo de carga, de acero, equidistantes a los dos anteriores. Los tres planos verticales que pasan por los ejes de los tres rodillos, deberán ser paralelos y permanecer paralelos durante el ensayo, equidistantes y perpendiculares a la dirección de la probeta (ver Figura 4).



**Figura 4: Dispositivo Ensayo Flexión**

El dispositivo para las máquinas de ensayo de resistencia a la compresión (ver Figura 5) se colocará entre los platos de la máquina, de manera que transmita la carga de la máquina a las superficies de compresión de la probeta de mortero. En definitiva, el dispositivo debe permitir una aplicación puntual de la carga para que exista puramente compresión y no otros esfuerzos, tales como momentos, que surgen en consecuencia, por la excentricidad de la carga.



Figura 5: Dispositivo Ensayo Compresión

### 2. 1. Desarrollo Experimental

Se utilizó un cemento portland normal de alta resistencia inicial CPN50 ARI. El agregado fino estuvo conformado por una combinación de arena sílicea (A1) y de arena granítica triturada (A2). En el caso de la arena sílicea la densidad fue igual a 2,65 g/cm<sup>3</sup> y la arena de trituración igual a 2,70 g/cm<sup>3</sup>, ambas de absorción 0,3%.

Los aditivos estudiados fueron el S1, aditivo superfluidificante (Viscocrete 6) y S2 aditivo acelerante o acelerador de fraguado (Sika Precast).

Se reprodujeron para esta experiencia cuatro morteros denominados M1, M2, M3 y M4 con distintas dosificaciones para evaluar el comportamiento de cada uno de ellos frente a ambas sollicitaciones (ver Tabla 3).

	Kg/m <sup>3</sup>			
Materiales	M1	M2	M3	M4
Agua/cemento	0,35	0,45	0,40	0,40
Agua	158	163	155	155
CPN50 ARI	450	365	385	385
A. sílicea (A1)	328	417	367	367
A. de trituración (A2)	461	585	517	517
S1	2,7	4,9	1,9	2,31
S2	9,0			

Tabla 3. Proporción de los materiales.

Para el ensayo de resistencia a la flexión, se coloca el prisma en un dispositivo de flexión detallado anteriormente con una cara lateral sobre los rodillos soporte y con su eje longitudinal normal a los soportes. Se aplica la carga verticalmente por los rodillos de carga sobre la cara lateral opuesta del prisma y se la incrementa uniformemente, a una velocidad de 50N/s ± 10 N /s hasta la rotura. Se mantienen las mitades del prisma húmedas hasta el ensayo de

compresión y se calcula la resistencia a la flexión  $R_f$  mediante la fórmula siguiente:

$$R_f = \frac{1,5x F_f x l}{b^3}$$

#### Formula 1: Cálculo de la resistencia a Flexión.

Siendo:

$R_f$ , la resistencia a la flexión, en Mega Pascales

$b$ , el lado de la sección cuadrada del prisma, en milímetros

$F_f$ , la carga aplicada en el medio del prisma en la rotura, medidos en Newtons

$l$ , la distancia entre los soportes

(Siendo  $b$ , y  $l$  una constante)

Por otro lado, una vez finalizado el ensayo de flexión se ensayan los semi-prismas a compresión sobre las caras laterales, con el equipo detallado anteriormente. Se centra cada comprimida lateralmente con relación a los platos de la máquina a ±0.5 mm, y longitudinalmente de forma que la base del prisma no sobresalga de los platos o placas auxiliares más de unos 10 mm. Se aumenta la carga uniformemente, a una velocidad de 2400 N/s ±200 N/s, durante todo el tiempo de aplicación de la carga, hasta la rotura. Se calcula la resistencia a la compresión,  $R_c$ , mediante la siguiente fórmula:

$$R_c = \frac{F_c}{1600}$$

#### Formula 2: Cálculo de la resistencia a la Compresión.

Donde:

$R_c$ , es la resistencia a la compresión, en megapascales

$F_c$ , la carga máxima de rotura en Newtons

1600, la superficie de los platos o placas auxiliares, o lo que es igual a 40 mm por 40 mm, en milímetros cuadrados

### 3. Resultados y discusión

Los siguientes gráficos denotan los valores definidos anteriormente indicando su desvío correspondiente. La resistencia a flexión (ó módulo de rotura) tiene un comportamiento aleatorio a 1 día de ensayo (ver Figura 6) y a 7 días (ver Figura 7), no así la resistencia a la compresión que mostraron resultados similares a 1 día (Figura 8) y a 7 días (Figura 9). En los morteros M3 y M4 era de esperar mayor ganancia de resistencia ya que la relación agua cemento es menor que en la utilizado en M2, sin embargo no sucedió. No obstante el mortero M4 fue levemente de mayor resistencia. Por lo tanto, si se elige estudiar morteros para estimar la resistencia de hormigones estos resultados indicarían que cualquiera puede ser seleccionado para realizar una reparación.

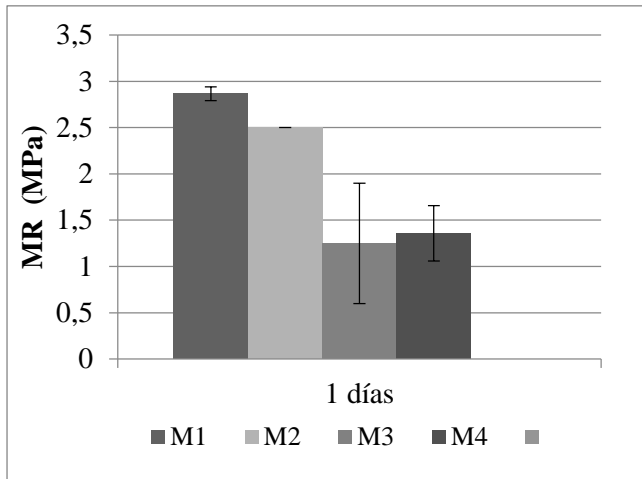


Figura. 6: Flexión a la edad de 1 día

Se observa a simple vista que los valores medios de la compresión son bastante parejos, no así los de flexión que son más variados tal como era esperable.

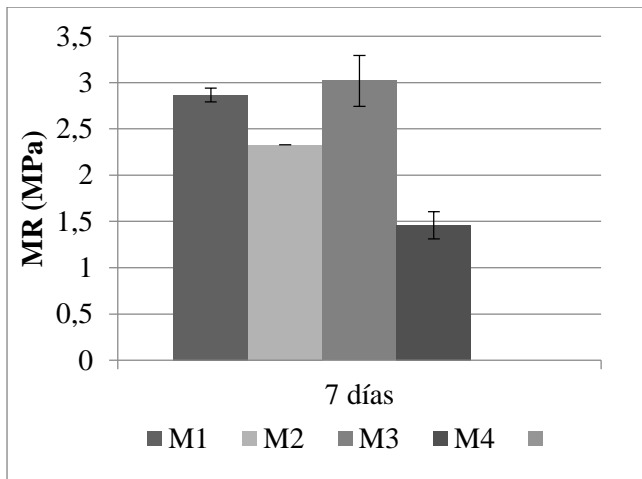


Figura 7: Flexión a la edad de 7 días

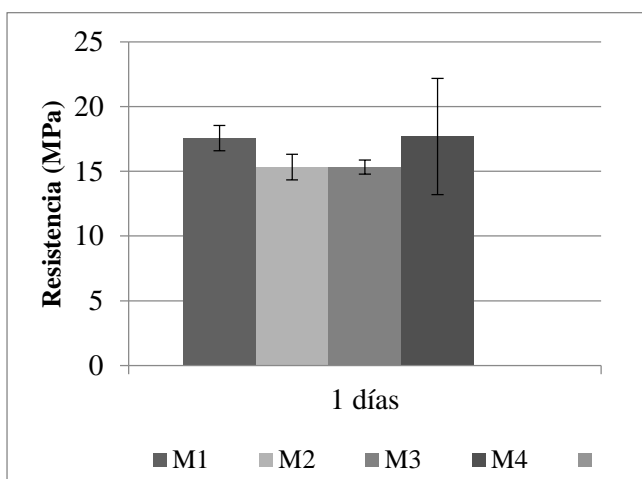


Figura 8: Compresión a la edad de 1 día

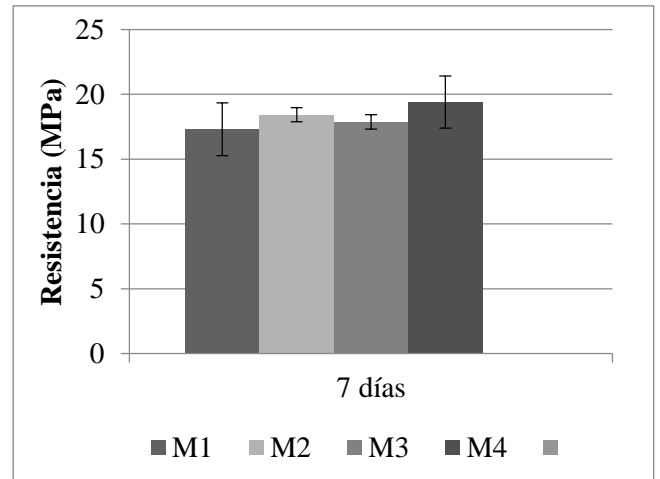


Figura 9: Compresión a la edad de 7 días

#### 4. Conclusiones

Este trabajo muestra la metodología especificada en la Norma IRAM 1622 “Cemento Portland. Determinación de resistencias Mecánicas”. Se reprodujeron morteros provenientes de hormigones. El crecimiento de la resistencia a compresión es uniforme y similar a en ambas edades. El Mortero 4 “M4”, es el óptimo dado que alcanza la mayor resistencia en el periodo de estudio, comparando con los demás, no así la resistencia de la flexión que fue notoriamente menor, sin embargo cualquiera de las dosificaciones puede ser utilizada para reparar un pavimento. Como ventaja se destaca que tiene relación agua /cemento igual a 0,40 siendo menor a la sugerida por la norma de estudio ( $a/c = 0,50$ ). Si bien, es la que mayor contenido de aditivo posee, el contenido unitario de cemento es menor que en las demás, y reducir la cantidad de este material brinda un beneficio al medio ambiente y a su vez minorra el costo total de este material.

Se están realizando estudios para determinar análisis técnicos-económicos.

#### Referencias/Bibliografía

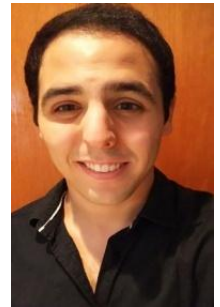
- [1] N. D. Battista, J.F. Taranto. “Hormigones de apertura temprana al tránsito para rehabilitación de pavimentos”. *Anales UTN-FRLP, Depto. Ingeniería Civil Exposición de Tesis de Becarios de Investigación 2016*, (2016), 15-20.
- [2] IRAM 1622: 2006-11-24. Cemento Portland. Determinación de resistencias Mecánicas.
- [3] M. A. Sequeira. “Medición del tiempo de fraguado en hormigones de apertura temprana”. *Anales UTN-FRLP, Depto. Ingeniería Civil Exposición de Tesis de Becarios de Investigación 2017* (2017), Ed. 2018. p 67-72.

# ESTUDIO PARA LA ADAPTACIÓN DEL ENSAYO LOAD WHEEL TEST A PINTURAS DE DEMARCACIÓN VIAL

Becario; Damia; Mariano Ezequiel<sup>1</sup>; mdamia.md@gmail.com

Directora; Mechura; Veronica Vanesa<sup>2</sup>; veromechura@gmail.com

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina



**Área:** Gestión y Diseño Vial. **PID Asociado:** “Valoración del desempeño de modelos de soluciones viales a nivel de calzada para la conducción segura bajo condición de escasa visibilidad por niebla”. Código TVTUNLP0004302.

## Resumen

La normativa argentina no establece un estudio de durabilidad considerando el paso de rueda. En la búsqueda de un método basado en ensayos viales, el año pasado en el LEMaC se evaluó la durabilidad de las marcas viales mediante el ensayo “Wheel Tracking Test”. De este estudio, se obtuvo como conclusión que el ensayo tiene una duración excesiva. Por este motivo, se busca adaptar un nuevo ensayo con la utilización del equipo “Load Wheel Test” utilizado para lechadas asfálticas. En este trabajo se busca establecer la metodología de ensayo mediante la aplicación de las pinturas acrílicas base acuosa y base solvente en sustratos de chapa y de mortero, sobre las que se realiza el paso de rueda con el rociado de agua cada un período determinado. La evaluación del comportamiento en el caso del sustrato chapa se realiza por diferencias de peso y comparación con el número de pasos de rueda en cada situación. En ambos casos, sustrato de mortero y sustrato de chapa se realiza una comparación fotográfica. En base a los resultados obtenidos se llega a la conclusión de que el ensayo LWT nos permite realizar una evaluación de los efectos del tránsito en las demarcaciones.

**Palabras clave:** Pintura vial, ensayo, desgaste, diferencia peso, sustrato de chapa, sustrato de mortero.

## 1. Introducción

La señalización horizontal de un camino constituye un elemento básico para el correcto funcionamiento del sistema vial, debido a que transmite al conductor información relativa a las normas de circulación y a las características de la vía, advirtiendo respecto de peligros potenciales y proporcionando orientación direccional necesaria para continuar el recorrido. De esta forma, favorece a un trayecto ordenado y seguro, siendo por lo tanto muy importante establecer procedimientos para valorar su calidad en servicio.

En Argentina, la norma IRAM abarca el tema de demarcación en dos normas de referencia donde se establecen los requisitos y métodos de ensayo de las pinturas y microesferas de vidrio empleadas en la demarcación de pavimentos. La IRAM 1221/18 [1] establece los Requisitos de las pinturas retrorreflectantes y no retrorreflectantes y, la IRAM 1225/2014 [2] establece la Clasificación, los requisitos y los métodos de ensayo de las microesferas de vidrio que se emplean en la demarcación de pavimentos urbanos y viales. En estas normas, se establecen las propiedades a evaluar sin tener en cuenta el concepto de durabilidad de las pinturas de demarcación y la evaluación del comportamiento del recubrimiento en servicio. También es utilizado el “Manual de Señalamiento Horizontal” de la Dirección Nacional de Vialidad [3], donde se establecen principalmente los requerimientos geométricos y características a tener en cuenta en la aplicación de los productos, en las vías en la República Argentina.

En el 2007, bajo el nombre Señalización Horizontal: “Proyecto durabilidad” que surge de la necesidad de armonizar las reglamentaciones, normas, especificaciones y métodos de ensayo en el ámbito europeo para permitir la libre circulación de productos, BLANCO M., CALAVIA D. y SANCHEZ M. [4] desarrollaron un estudio sobre los distintos métodos utilizados para evaluar la durabilidad en diversos países. En el mismo, se concluyó que los métodos utilizados para evaluar los productos pueden ser Ensayos de Campo (Norma UNE EN 1824/12) [5] y Simuladores de desgaste (Norma UNE EN 13197/12) [6].

Es importante destacar que, aun en muchos países, como por ejemplo en Argentina, se continúan evaluando los productos mediante el “ensayo de referencia”. Si bien no se realiza bajo una norma de referencia, consiste básicamente en aplicar el producto en un tramo de ruta y observar su evolución en el tiempo. CALAVIA [7] en su presentación en el Pre Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito de 2007, establece que el ensayo posee una alta validez ya que la posición de la marca vial está bien definida (en el centro de cualquier ruta de doble carril), la aplicación se realiza de una forma real y el número de pasos de rueda, que si bien no es muy elevado, refleja la realidad. Calavia destaca la pobre fiabilidad, baja repetitividad y nula reproducibilidad, ya que el resultado depende enormemente de la localización de la carretera de ensayo. El ensayo es válido para el caso en que la carretera en la que va a ser aplicada la marca vial resulte la misma o fuera similar a aquella en la que se ha realizado; sumado a que en este método las medidas de comportamiento son difíciles y costosas de realizar.

En el caso del Ensayo de Campo, consiste en realizar las marcas viales de determinada manera, en un tramo de ruta con los productos a evaluar y estudiar el comportamiento en el tiempo. Fue utilizado en muchos países, como Dinamarca, Francia y Bélgica. CALAVIA [7] en las conclusiones de su trabajo comenta que se tiene una menor validez que en el ensayo de referencia ya que se aplican de una forma en la que nunca se aplican en la práctica, solo funcionan un corto periodo de tiempo, paran y vuelven a arrancar, así sucesivamente; cuentan también con una pobre fiabilidad ya que el ensayo depende de la localización de la carretera de ensayo. Una ventaja que tiene es que el número de pasos de rueda puede variar en un amplio intervalo, haciendo posible encontrar correlación entre desgaste y comportamiento. Tiene el inconveniente que resulta costoso evaluar la relación entre desgaste y paso de rueda, por tal motivo en Francia, se utilizaron métodos como el de video-adquisición de datos o los sensores piezoeléctricos.

Con respecto a los simuladores de desgaste, originalmente existían diversos simuladores según la antigua Norma EN 13197, pero luego de investigaciones realizadas en los inicios del año 2000, con la intención de unificar el ensayo de durabilidad, se determinó como válido solo la “mesa giratoria” como simulador de tránsito. Dicho equipo está conformado por una mesa giratoria (parte móvil), de aproximadamente 6 metros de diámetro externo, compuesta por 4 ruedas neumáticas que permiten aplicar una carga de 300 kg. Las probetas son colocadas sobre un mecanismo plano sobre la mesa, la cual realiza un movimiento relativo que permite que las ruedas pasen repetidamente sobre las probetas. En este ensayo se utilizan ruedas comerciales. En la Figura 1, se muestran imágenes de un campo de ensayo y de los simuladores de desgaste disponibles en España.



Figura 1. Izq.: Campo de ensayo;  
Der.: Simulador de desgaste AETEC España

Los parámetros evaluados en los mencionados ensayos de durabilidad son la resistencia al deslizamiento con el uso del Péndulo inglés, la retroreflexión, la luminancia y el color. El ensayo finaliza cuando los pasos de rueda superan determinado valor o algunos de los parámetros se encuentran por debajo del mínimo de aceptación.

Con el objeto de evaluar en laboratorio la durabilidad de los recubrimientos de demarcación vial, en el LEMaC, el año pasado se implementó la metodología de ensayo WTT sobre placas de hormigón pintadas. Si bien se requiere continuar con su análisis, se encontró que es un ensayo que necesita de reiteradas repeticiones de ciclos y por lo tanto lleva varios días de ensayo. Por este motivo, como complemento a este ensayo se decidió implementar el ensayo Load Wheel Tester (LWT), que se utiliza en lechadas asfálticas bajo las normas I.N.V.E 779/07, ASTM D 6372/99.

En lo referente a la marca vial, se piensa que este ensayo permite tener una evaluación del paso de la rueda con el

efecto del agua; por este motivo se implementa con la adición de un rociado de agua en periodos determinados.

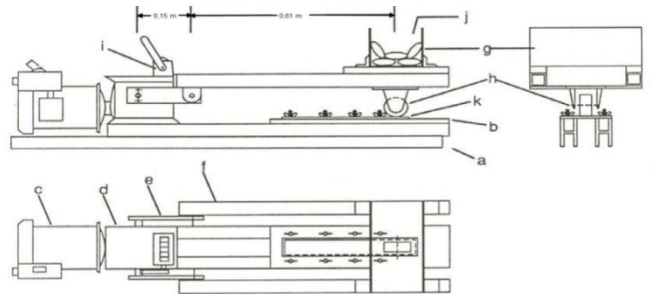
## 2. Materiales y Métodos

Se utilizó el equipo LWT (Figura 2) que, en lechadas asfálticas se utiliza para determinar la resistencia a la exudación y deformación que sufre la misma, al someterla a compactación con una rueda cargada Según la Norma I.N.V.E 779/07 y la Norma ASTM D 6372/99.

Figura 2. Esquema general del equipo LWT

### REFERENCIAS

- Bastidor de acero para ajuste.
- Placa para el montaje de muestras.
- Motor Bridado 1/3 HP, 1750 RPM
- Engranaje reductor horizontal, de doble salida y de relación 40:1
- Biela motriz de 15,216 cm. de radio
- Brazos conectores de conducción, de canal de acero, ajustables.
- Caja para pesas, ajustable para centrarla sobre el eje de la rueda.
- Ensamblaje con rueda neumática de 7,608 cm. de diámetro por 2,536 cm de ancho, de caucho blando (dureza 60-70), montada a una distancia de 60,864 cm de los ejes motrices que la impulsen.
- Contador de revoluciones, regraduable a cero.
- Pesas de plomo que den un total de 125 libras (56,7 kg).



k. Placas de acero galvanizado calibre 20 para el montaje de las muestras, de dimensiones 7,608 cm de ancho por 40,576 cm de largo, sin rebabas.

Para la generación de las probetas es necesario definir el sustrato sobre el que se puedan aplicar las pinturas. Para ello, se hicieron pruebas con dos sustratos, chapas y mortero de cemento, para la comparación del comportamiento en el ensayo.

En el caso de las chapas se cortaron de forma rectangular en una medida de 10 cm x 40 cm, en cambio para la probeta de mortero se utilizó el molde del ensayo manteniéndolo para generar rigidez en el conjunto (Figura 3).



Figura 3. Arriba: Sustrato chapa; abajo: Sustrato Mortero

Las pinturas utilizadas para la evaluación son:

- **SLU:** Pinturas con solventes de secado rápido, basada en resinas acrílicas especiales. Utilizadas para demarcar calles, avenidas, rutas y autopistas. La pintura sin el agregado de microesferas, según las especificaciones técnicas del fabricante, presenta un contenido de no volátiles en volumen de 51% y una densidad de 1,44 g/cm<sup>3</sup>.

- **ALU:** Pintura acrílica acuosa. Se utiliza para la señalización de carreteras y otras aplicaciones especiales. No se encontró mayor información técnica del producto pudiendo solo deducirse de su ficha de seguridad que presenta una densidad de 1,70 gr/cm<sup>3</sup>.
- **AF01:** Pintura acrílica acuosa. Se utiliza para señalización en vías interurbanas. Según las especificaciones del fabricante presenta un contenido de sólidos de 80,5% con una densidad relativa de 1,77 gr/cm<sup>3</sup>.
- **AF05:** Pintura acrílica acuosa. Se utiliza para señalización en vías interurbanas. Según las especificaciones del fabricante presenta un contenido de sólidos de 79,5% con una densidad relativa de 1,77 g/cm<sup>3</sup>.

Se registró el peso de ambos sustratos (Ps) y se pintaron las probetas con la ayuda de un aplicador manual especial con el fin de lograr uniformidad en el espesor del orden de los 600 micrones en húmedo. Para verificar dicho espesor húmedo, se realizaron mediciones con el método del peine en zonas que no serán ensayadas. En la figura 4, se muestra el dispositivo para aplicación de la pintura y la medición del espesor húmedo.

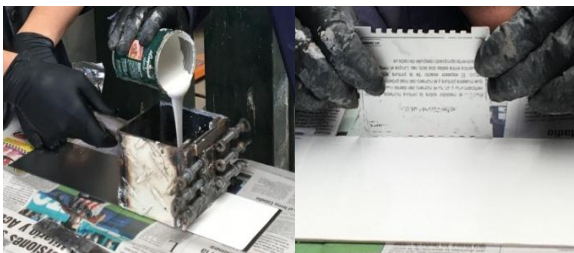


Figura 4. Izq.: Aplicación de la pintura sobre las; Der.: Medición del espesor en húmedo.

En el caso del sustrato de mortero, se aplicaron las cuatro pinturas según lo evidenciado en la Figura 5. La misma se pintó con el aplicador mencionado anteriormente en una franja de ancho menor.

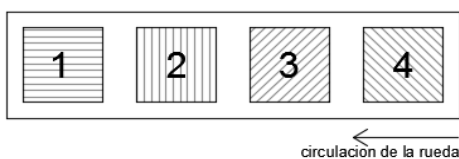


Figura 5. Ubicación de las distintas pinturas en la probeta realizada con mortero

En la tabla 1, se muestran las combinaciones de materiales y sustratos utilizados para la ejecución del ensayo.

Tabla 1. Muestras

Muestra	Sustrato	Pintura
S1	Chapa	SLU
A3	Chapa	FA01
A4	Chapa	FA01
A5	Chapa	FA05
MOR6	Mortero	1. FA01 2. FA05 3. ALU 4. SLU

Una vez finalizadas las probetas se registró el peso de las mismas con la pintura seca (P1). Cada una de las chapas pintadas se colocó en la zona de ensayo y se fijaron con el dispositivo de ajuste del equipo. Se humedeció la muestra con agua en forma de spray y se dio inicio al ensayo. Durante el transcurso del mismo, se humedeció la muestra cada 800 pasadas a modo de simular la condición más desfavorable. El ensayo se extendió hasta observar un deterioro en las muestras. En la Figura 6, se presenta el equipo de ensayo y el dispositivo para rociar el agua.



Figura 6. Izq.: Equipo LWT del LEMaC; Der.: rociado con agua de la muestra durante el ensayo.

Una vez finalizado, se secaron las muestras durante 24 horas al aire y se registró el peso final (P2). Luego, se utilizó la ecuación 1 para determinar la pérdida porcentual:

$$PP(\%) = \frac{P2 - P1}{P1 - Pch} \times 100 \quad (1)$$

Además, con la pérdida de peso final y el número de pasadas, se calculó con la ecuación 2 el desgaste provocado por una pasada:

$$D(g/p) = \frac{P2 - P1}{N^{\circ} \text{ pasadas}} \quad (2)$$

En el caso de la muestra de mortero se realiza una evaluación visual de la misma y del comportamiento.

### 3. Resultados y Discusión

Para unificar criterios, se decidió analizar los resultados según los sustratos utilizados.

#### 3.1. Muestras sobre chapa

En la Tabla 3, se muestran los resultados obtenidos luego del ensayo.

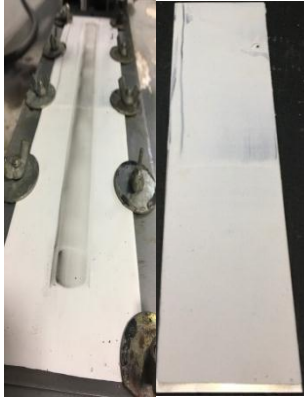
Tabla 3. Resultados de ensayos.

Muestra	Espesor Húmedo (μ)	Cantidad de pasadas	Pérdida de peso	Desgaste
S1	450	98997	1,22 %	1,62x10 <sup>-6</sup>
A3	350	9000	7,04 %	1,92x10 <sup>-4</sup>
A4	450	5010	4,19 %	1,68x10 <sup>-4</sup>
A5	500	24918	0,50 %	2,81x10 <sup>-6</sup>

Para obtener mayor precisión de los resultados se optó por complementar el estudio con imágenes fotográficas de las muestras antes y después del ensayo. Las mismas se pueden observar en la Figura 7 a Figura 10.



**Muestra S1:**



**Figura 7.** Imágenes muestra S1 antes (derecha) y después (izquierda) de ensayo

**Muestra A3:**



**Figura 8.** Imágenes muestra A3 antes (derecha) y después (izquierda) de ensayo

**Muestra A4:**



**Figura 9.** Imágenes muestra A4 antes (abajo) y después (arriba) de ensayo

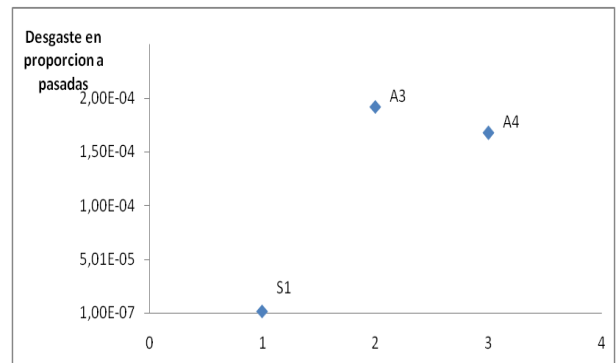
**Muestra A5:**



**Figura 10.** Imágenes muestra A5 antes (derecha) y después (izquierda) de ensayo

De la observación de las imágenes se destaca que la pintura FA01, en ambas muestras realizadas se desprendió de la chapa en el sector de transición donde la rueda pasa de la pintura al sustrato; en cambio las muestras SLU y FA05 tuvieron un mejor comportamiento en tal sentido.

Dentro del análisis de los resultados se vio que la muestra A5 tuvo una pérdida de peso menor, respecto al que manifiestan las pinturas acuosas (A3 y A4), al realizar la evaluación fotográfica se vio que la chapa presenta corrosión, lo que afecta al peso de la muestra. Por esto es que se decidió por anular los resultados de la muestra A5. Teniendo en cuenta esto se continúa con el análisis de resultados.



**Gráfico 1.** Resultados sobre chapa.

A su vez, en el transcurso de los ensayos se observó que en las muestras correspondientes a la pintura FA01, el agua remanente del rociado presentó un aspecto blanco.

En general se tuvo problemas con la corrosión de las chapas

**3.2 Muestras sobre mortero**

La duración del ensayo en este caso fue de 3000 ciclos. Se obtuvieron los siguientes resultados:

- A las 1500 pasadas las muestras 1 y 2 se despegaron del sustrato.
- A las 2000 pasadas las muestras 1 y 2 continuaron despegándose, la muestra 3 se comporta de igual forma y la muestra 4 continua adherida pero acompaña el movimiento de sustrato.



**Figura 11.** Muestras post ensayo

- A las 3000 pasadas la muestra 2 se arrancó por completo mientras que las muestras 1,3 y 4 mantienen su comportamiento



Figura 12. Muestras luego de 3000 pasadas.

En el ensayo realizado con este sustrato se observó que:

1. El sustrato sufrió deterioro en la zona de ensayo.
2. En una primera observación, este ensayo da resultados más rápidos que con sustrato de chapa.
3. El desprendimiento de la pintura puede deberse al contenido de humedad del sustrato, la cual evito la correcta adherencia de las pinturas a este.

#### 4. Conclusiones

Al igual que la muestra de los resultados, las conclusiones serán separadas entre sustrato de chapa y sustrato de mortero.

#### Sustrato de chapa

- Luego del análisis de la pérdida de peso producida por una pasada, se ve que las muestras solventes (SLU), tienen menor pérdida de peso que las muestras acuosas (FA01); pero es importante resaltar que durante el ensayo el aspecto blanco del agua podría deberse a que la pintura no llevo a alcanzar la resistencia al lavado.
- En los casos evaluados, la pintura FA01 se desprendió en el extremo donde la rueda realiza la transición entre chapa y pintura. Por este motivo parece adecuado, asegurarse que la pintura cubra la franja del paso de la rueda.

#### Sustrato de mortero

- Luego del ensayo ejecutado, se vio que las muestras acuosas (ALU, FA01 y FA05) mostraron una mayor pérdida de adherencia con el sustrato que la muestra base solvente (SLU).

#### Conclusiones generales

- Se vio que en las condiciones de curado de las muestras y de ensayo, la muestra base solvente presentó mejor comportamiento que las muestras acuosas.
- Se recomienda el uso de chapas zincadas para evitar la corrosión.
- El uso de chapas y la disposición del equipo permitirían utilizar las chapas de control, que realizan las empresas que aplican los productos en la ruta al momento de materializar la demarcación en el camino, para evaluar las características de la pintura en laboratorio.

#### Agradecimientos

Se agradece por la colaboración para realizar esta tesis a todos los integrantes del LEMaC.

#### Referencias/Bibliografía

- [1] Norma IRAM 1221/18 “Pintura reflectante para demarcación de pavimentos”.
- [2] IRAM 1225/14 Recubrimientos para demarcación de pavimentos.
- [3] “Manual de Señalamiento Horizontal” de la Dirección Nacional de Vialidad, aprobado por resolución 2501/2012, Buenos Aires, 2012.
- [4] CEN TC 226 WG. 2 Horizontal Signalization: “Durability Project “Part 2 - Report for the wear simulator tests. Report presented by CEDEX (Manual Blanco); AETEC (David Calavia) and UCM (Miguel Sánchez) – SPAIN.
- [5] Normas UNE EN 1824/12 “Materiales para señalización vial horizontal. Pruebas de campo”.
- [6] UNE EN 13197/12 “Materiales para señalización vial horizontal. Simuladores de desgaste. Mesa giratoria”.
- [7] CALAVIA David, “Durabilidad de la demarcación horizontal. Experiencia en la Unión Europea”, SAFECONTROL S.A., Buenos Aires, 2007.
- [8] MINISTERIO DE FOMENTO, “Guía para el proyecto y ejecución de obras de señalización horizontal”, 1 ed., España, Centro de Publicaciones Secretaria general Técnica Ministerio de Fomento, 2012.
- [9] COVES GARCIA J., “Análisis de la Visibilidad y la Resistencia al Deslizamiento de las Marcas Viales Retroreflectantes en Carretera Convencional”, Tesis D.Sc., Universidad de Alicante, España, 2016.



# GESTION DE RESIDUOS DE CONSTRUCCION Y DEMOLICION

Becaria: Candela Altamira<sup>1</sup>;candela\_altamira@hotmail.com

Directora: Maria E. Sosa<sup>2</sup>; ingmesosa@gmail.com

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área: Tecnología del hormigón PID Asociado: Gestión y Valorización de Residuos de Construcción y Demolición -Código:ECUTILP0005156TC**



## Resumen

*El uso de residuos de diferentes industrias como materia prima en nuevos procesos es una práctica en auge a nivel internacional debido a los beneficios ambientales que genera. Ente los beneficios que genera dicha práctica en materia ambiental se pueden mencionar la reducción en el uso de materias primas no renovables y la generación de un menor volumen de residuos cuya disposición final puede resultar en algunos casos compleja. En particular, la industria de la construcción y demolición es uno de los mayores generadores de residuos a nivel mundial. Se estima que un 50% del total de los residuos sólidos generados están comprendidos por residuos de la construcción y demolición (RCD). Este tipo de residuos tiene una gran potencialidad de reutilización en la misma industria de la construcción, según señalan diversas investigaciones a nivel internacional. En Argentina en particular no existe normativa a nivel nacional para la gestión y disposición final de los RCD, sino que es cada municipio el encargado de regular la gestión y disposición final. El objetivo de este trabajo es estudiar la situación actual de Argentina respecto a normativa y perspectivas a futuro de la gestión y valorización de los RCDs. Se presenta además un caso de estudio tendiente a evaluar la viabilidad técnica de utilizar residuos de un agregado fino reciclado como filler en pastas de cemento.*

**Palabras clave:** contaminación ambiental, reciclaje, residuos de construcción y demolición.

## 1. Introducción

En el año 1972 un informe del MIT (Massachusetts Institute of Technology) (Meadows et al 1972) hablaba de la problemática del agotamiento de las materias primas, la incapacidad del ecosistema terrestre de recuperarse de los daños ocasionados y la urgente necesidad de tomar medidas para mitigar dicha problemática. En la actualidad (46 años después), las conclusiones en cuanto a la urgencia de la situación continúan vigentes. Por ejemplo la producción de gases de efecto invernadero o el consumo energético siguen creciendo año a año, según informes de la ONU (Figura 1).

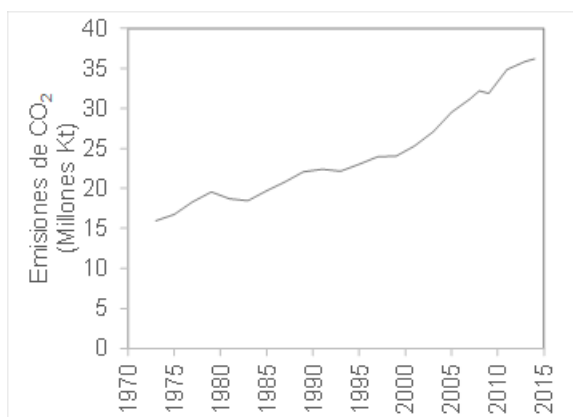


Figura 1. Emisión de gas carbónico. Fuente ONU

La emisión de estos gases genera contaminación. Sin embargo, no es la única causa, los desechos de toda índole (industriales, textiles, domiciliarios, etc) que no son tratados o dispuestos de manera eficientes generan también un gran impacto ambiental.

Para revertir esta situación de crisis ambiental, es necesario avanzar en forma consistente en cuatro aspectos: técnico, normativo, de gestión y de acuerdo político.

Para lograr la sustentabilidad es necesario cambiar el modelo actual de economía lineal, basado en extraer-producir-consumir-descartar-, a uno de economía circular, cuyo objetivo se basa en planificar un sistema que permita un eficiente uso de los recursos, siendo estos reutilizados una y otra vez.

En particular en la industria de la construcción, la búsqueda de la sustentabilidad posee tres objetivos: el ahorro del consumo energético durante la vida en servicio, el reemplazo de recursos no renovables por otros renovables o la reutilización de residuos, y el incremento de la vida útil de las estructuras.

La reutilización de residuos de la industria no solo mejora la gestión ambiental de la actividad industrial, si no que podrían obtenerse beneficios económicos (Mora 2014), transformando el desecho en un subproducto con valor agregado.

Para llevar adelante la construcción sustentable, se necesita la incorporación de criterios medioambientales desde el inicio del proyecto. Es decir que es necesaria una clasificación de los residuos mediante demolición selectiva a fin de separar los distintos tipos de materiales que la integran. Esto permite un mayor control de los materiales producidos, aumentando las posibilidades de reciclado. En este sentido, a nivel nacional se existe un pliego (PROQMA 2008) para el tratamiento de residuos desarrollado por diferentes regionales de la Universidad Tecnológica Nacional en el que aborda desde la clasificación hasta la disposición final no sólo de los RCD, sino de residuos de diferentes industrias. Sin embargo,

a pesar de los avances que representa dicho documento, es necesario que desde los organismos gubernamentales se dicte la normativa necesaria que permite la puesta en práctica de los conocimientos en la temática generados desde diferentes centros de investigación. La disposición final de los residuos de la construcción y demolición es una problemática de significativa magnitud en los grandes centros urbanos. Ello se debe al costo de los suelos productivos que deben disponerse a tal fin. Una gran cantidad de países informa que entre el 25 y el 40% del total de residuos sólidos producidos provienen de la industria de la construcción y demolición (CSI 2009, Fischer and Werger 2009, Sáez et al 2011). En la Argentina no existen estadísticas fiables respecto a la generación y reutilización de los RCD. La falta de estadísticas impide dimensionar la magnitud de los residuos generados. Consecuentemente su clasificación y posible valorización quedan sujetas a casos puntuales y de ningún modo representativos.

## 2. Normativa

En Argentina la clasificación y disposición final de los residuos se hallan legislados por las leyes 25916/1994 y 24051/1991. En dichas leyes se clasifica los residuos en residuos no especiales, denominados residuos sólidos urbanos (RSU) y Residuos especiales denominados residuos peligrosos. Se establecen, además, los organismos de control y aplicación y se define la responsabilidad de cada una de las partes intervinientes en la gestión y disposición final de los residuos. El encargo de los organismos de aplicación es dictar y controlar el cumplimiento de los protocolos y normativas para el análisis, acopio, traslado y disposición final de los residuos, especialmente los peligrosos.

Cabe mencionarse que no existe un único organismo de aplicación con un organigrama jerárquico que disponga la vinculación con los organismos municipales y provinciales. De esta manera cada provincia posee un organismo propio que puede tener el rango de ministerio, secretaria, subsecretaria o dirección provincial.

Los residuos peligrosos son definidos en la ley como aquellos que puedan causar daños, directa o indirectamente, a los seres vivos o contaminar el suelo, el agua, la atmósfera, o el ambiente en general. La ley además dispone de un listado de los residuos peligrosos y las características peligrosas para su clasificación en subcategorías. En dicha lista no se encuentran comprendidos los RCD, considerándose consecuentemente como residuos sólidos urbanos (RSU). Consecuentemente, cada municipio es el encargado de la disposición final de los mencionados residuos.

A pesar que la ley define a los RCD como RSU, este tipo de residuos se encuentra excluido de la recolección formal de los RSU y son ampliamente gestionados por empresas volqueteras y/o recuperadores urbanos.

La falta de un único organismo de control a nivel nacional, genera una gran diversidad de normativa, regulaciones o disposiciones de difícil compatibilización entre municipio. Sin embargo, cabe mencionar que de los 2100 municipios que integran el territorio Argentino, solo unos pocos poseen disposiciones específicas para la gestión y disposición final de los RCD. En adición a lo discutido, es notable que muy pocos municipios controlan a las empresas volqueteras en cuanto a su habilitación, el transporte, la disposición final y la responsabilidad por lo vertido, es decir, dicha actividad tiene una alta tasa de informalidad. A modo ilustrativo puede

mencionarse que en la ciudad de Buenos Aires casi el 100% de las empresas volqueteras carecen de habilitación según datos de la confederación argentina del transporte automotor de cargas.

Otra de las problemáticas es la disposición final del residuo vertido. En la mayoría de los municipios no existen predios dispuestos para ello, fomentando de esta manera el uso de vertederos ilegales con total ausencia de control. En una gran cantidad de municipios los RCD pueden ser dispuestos en los mismos predios que se utilizan para la disposición fina y/o tratamiento de los RSU. Sin embargo, en la mayoría de los casos se cobra una tasa de vertido a las empresas volqueteras. La falta de control y la informalidad del rubro conllevan a que el cobro de dicha tasa de vertido acreciente la disposición en vertederos ilegales.

Es importante mencionar que, si bien este tipo de residuos pueden ser considerados inertes, numerosos estudios han informado acerca de emisiones gaseosas, principalmente compuestos de sulfuro y contaminación potencial del agua subterránea debido al lixiviado. Además, las grandes superficies ocupadas para su disposición y la falta de control de los vertederos generan un costo económico debido al desperdicio de suelo productivo.

En países con políticas ambientales claras la tasa de vertido ha servido para impulsar eficientemente la industria del reciclaje. Por ejemplo, en Holanda se encuentra prohibido el vertido de RCD desde 1997, y esto ha conllevado a que en dicho país la tasa de reciclaje de este tipo de residuos sea del 100% (TAM 2009, Florea y Brouwers 2014). Otros países como Japón y los Países Bajos tienen tasas de reciclaje similares. El contraste en la eficacia que supone la tasa de vertido puede, sin duda, ser atribuida a la falta de control que existe en nuestro país.

## 3. Valorización de RCD

Las únicas estadísticas disponibles sobre RCD en nuestro país provienen del observatorio Nacional para la gestión integral de los residuos sólidos urbanos (GIRSU). Estas estadísticas son muy poco fiables debido a que no involucran a las empresas volqueteras que normalmente actúan de manera informal. En su último informe de gestión (ARS 2012), GIRSU informó que solo el 3% del total de residuos sólidos generados corresponde a RCD. Este porcentaje es sumamente bajo comparado con países que poseen una política de gestión y clasificación clara de RCD. En China, por ejemplo, la generación de RCD fue del 40% del total de los residuos sólidos generados, con una población de 1325 millones de personas en el 2008 (Li 2008). En Europa, el 49% del total de residuos generados pertenece a RCD y en Australia, Estados Unidos y Brasil, estos porcentajes superan el 30% (Bossink y Brouwers 1996). Comparando la estadística informada por GIRSU, con las estadísticas de estos países, es evidente que se está subvaluando la cantidad de RCD generados ya que solo se considera la fracción que proviene de pequeñas reparaciones domiciliarias.

Este tipo de residuo posee una gran capacidad de recuperación. Y de ello podría generarse un beneficio económico. Cabe mencionar que Bélgica, Dinamarca, España y Japón establecieron una economía secundaria creando cooperativas que se ocupan de la clasificación y comercialización de los RCD.

Si bien en nuestro país la demolición selectiva no es una práctica habitual, existen métodos que permiten estimar los volúmenes y composición de materiales a demoler, incrementando potencialmente la capacidad de separación posterior, luego que el residuo ha sido vertido (Mercader Moyano et al 2017).

Estos métodos se inician en la etapa de diseño de las obras y se basan en las cantidades de materiales empleados.

Los países que gestionan y reutilizan los RCD encontraron un gran campo de reutilización según la composición de los residuos. Entre los usos habituales encontramos escombros, material de relleno y agregados para distintas mezclas. Dentro los RCD también existe un porcentaje minoritario que no pueden ser utilizados para ciertos dichos fines como tierra, yeso, metal, madera, papel, plástico, cartón, materia orgánica y vidrio. De dichos materiales algunos pueden ser seleccionados reutilizados como envases de papel y cartón.

El empleo de los RCD es una práctica muy positiva desde el punto de vista medioambiental. Su utilización como agregado aporta importantes ventajas ecológicas, ya que disminuye la cantidad de residuo vertido y además la demanda de agregados naturales que actualmente se encuentran agotándose en zonas con una larga tradición en su explotación. Otra potencial ventaja ambiental que posee el empleo de RCD es que si los mismos son reutilizados in situ, se reducen los costos de transporte. Este hecho no sólo representa una práctica amigable ambientalmente, sino que podría reducir costos.

Entre los posibles usos de los RCD el más frecuente es su empleo en la elaboración de hormigones. A modo de ejemplo en la Tabla 1 se presenta la normativa existente en distintos países en que los RCD están considerados como agregado en hormigones.

**Tabla 1**

País	% que permite reemplazar	Resistencia máxima del hormigón en el que serán empleados (MPa)	Limitaciones
Brasil	100%	15	Hormigón no estructural
Dinamarca	20	20	Hormigón emplazado en ambientes no agresivos
Holanda	100	25	---
Japón	100	18	Hormigón de cimientos
Rusia	50	15	Hormigón no pretensado
Suiza	100	--	Hormigón no pretensado

Los países que se indican en la Tabla poseen normativa para el empleo de RCD. No obstante, existe una gran cantidad de países que permiten el empleo de los residuos de hormigón de desecho como agregado en la elaboración de nuevos hormigones.

El empleo de este tipo particular de RCD que son los agregados reciclados provenientes de la trituración de hormigón de desecho, comúnmente denominados agregados reciclados (AR) es un tema fuertemente abordado a nivel internacional desde hace décadas debido a que los mismos pueden representar hasta el 50% del total de los RCD generados (Fisher and Werger 2009, Sáez et al 2011).

En Argentina la normativa (IRAM 1531) permite la utilización de hasta un 20% de agregados gruesos reciclados provenientes de la trituración de hormigones que concluyeron su vida en servicio. Dicha normativa se basó en una gran cantidad de estudios indican que es posible obtener hormigones de nivel estructural y buen comportamiento durable (Zega 2010).

Existen también algunas reparticiones tales como vialidad Nacional que poseen Manuales de Gestión Ambiental específicos para obras viales, donde se contemplan capítulos referidos a la gestión y reutilización de los AR

Al utilizar la fracción gruesa de los AR, queda como remanente la fracción fina (AFR) cuyo control y disposición es más compleja, siendo su contaminación más factible.

Para un tratamiento integral de RCD y para alcanzar la sustentabilidad, es necesario utilizar ambas fracciones de los residuos del hormigón, es decir la parte fina y la parte gruesa. Debido a esto, como caso de estudio se presenta la utilización de (AFR) como filler reciclado.

#### 4. Conclusiones

La falta de legislación para la gestión y disposición final de RCD, no sólo dificulta la realización de estudios que contemplen la cuantificación y clasificación de tales residuos, sino que además torna más factible su contaminación disminuyendo la potencialidad de su reutilización.

De los 2100 municipios que integran el país sólo unos pocos poseen normativa que regule la disposición final de los RCD. En aquellos donde tal regulación existe, la falta de controles por parte del estado y la alta tasa de informalidad del sector contribuyen a la generación de vertederos ilegales. En países con políticas ambientales claras y eficiente el cobro de la tasa de vertido o en algunos casos la prohibición del vertido de estos residuos, conjuntamente con controles asiduos ha conllevado a una alta tasa de reutilización.

El reciclaje de los RCD no sólo contribuye a disminuir el impacto ambiental que genera la industria de la construcción, sino que además es posible generar economías secundarias en base a una red de cooperativas que se encarguen de la clasificación y comercialización de los RCD. Para ello es indispensable la actuación del estado como ente regulador y controlador.

Entre los posibles usos de los RCD el más frecuente es su empleo en la elaboración de hormigones, siendo permitido en Argentina utilizar el 20% de agregado grueso reciclado. Pero para un tratamiento integral de RCD y para alcanzar la sustentabilidad, es necesario utilizar tanto la fracción gruesa de los residuos del hormigón, como la fracción fina.

#### 5. Caso de estudio

En nuestro caso de estudio se evaluó la compatibilidad de aditivos químicos en mezclas adicionadas con filler reciclado (FR) proveniente de la molienda de un AFR en comparación con mezclas elaboradas con filler calizo.

De la trituración de hormigones de desecho, se obtiene el agregado reciclado, el cual comúnmente es decidido en la fracción fina (AFR) y gruesa (AGR).

Cuando el AFR es molido a tamaño a polvo (menor a 200 µm) da como resultado el filler reciclado (FR). Este nuevo material va a ser utilizado como sustituto del cemento evaluando las posibilidades de que actué como una adición mineral o bien como compensador de finos en hormigones que requieran de elevada cohesividad.

Las partículas que conforman el (AFR), presentan en su composición mortero adherido en diferentes proporciones el cual puede considerarse como la diferencia más significativa entre el AFR y el agregado fino natural. Debido a esto la utilización de (FR) en la producción de hormigón podría generar un incremento en la demanda de agua.

Los aditivos superfluidificante se adicionan a la mezclas cementicias con el objetivo de incrementar su fluidez de la mezcla. Sin embargo existe un porcentaje óptimo de aditivo a incorporar, por sobre el cual las mezclas no incrementan su fluidez sino que, incluso, tienden a segregarse. Es necesario entonces el estudio de los porcentajes óptimos de aditivo a emplear para generar un aumento de la fluidez de las mezclas evitando su segregación.

### 5.1 Objetivos del caso de estudio

- Determinar la dosis óptima de aditivo superfluidificante en una mezcla adicionada con filler reciclado.
- Comparar la dosis óptima de aditivo superfluidificante de una mezcla adicionada con filler reciclado y una mezcla adicionada con filler calizo a fin de establecer la viabilidad técnica del empleo de FR.

### 5.2 Metodología

Para la determinación de la dosis óptima de aditivo superfluidificante de una mezcla se realizan habitualmente dos ensayos:

#### Cono de marsh:

Consiste en medir el tiempo de pasaje de 200ml de mezcla (cemento, filler, agua, aditivo y arena) a través de la boquilla de un cono con una apertura de salida de 12mm. En la Figura 2 se presenta una imagen del dispositivo empleado.



Figura 2. Cono de marsh y mezcladora hobart

#### Extendido:

Consiste en llenar un molde de 70mm de diámetro inferior y 100mm de diámetro superior con la mezcla bajo estudio, se enrasa y luego se levanta el molde y se deja fluir libremente la mezcla. Cuando la mezcla deja de fluir, se miden dos diámetros perpendiculares, realizando un promedio entre ellos. En la Figura 3 se presenta una imagen del molde troncocónico y el extendido de una mezcla.

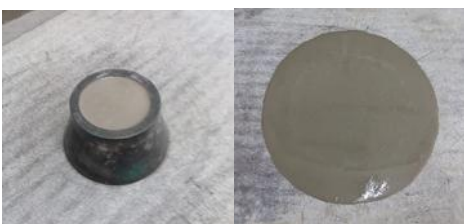


Figura 3. Ensayo de extendido

Confeccionando una curva que relaciona el porcentaje de aditivo con el tiempo de pasaje, se puede definir un punto de saturación (PS). Dicho punto, el cual se corresponde con la dosis óptima de aditivo a utilizar es necesario, por cuanto una dosis mayor incrementa el riesgo de segregación y podría retardar en el tiempo de fraguado, a la vez que incrementa costos.

En el ensayo de diámetro final, como es de esperar, mayor diámetro promedio indica mayor fluidez. Cuando los incrementos de la dosis de aditivo no modifican significativamente el extendido final se encuentra el punto de saturación (PS), realizando también una curva que vincula el porcentaje de aditivo con el diámetro promedio.

### 5.3 Experimental

Se elaboraron mezclas patrones (P0) en las que se utilizó filler calizo como adición mineral y diferentes dosis de aditivo superfluidificante. Sobre dichas mezclas se realizaron los ensayos de cono de marsh y extendido para determinar el punto de saturación. Posteriormente se elaboraron mezclas reemplazando (en volumen) el filler calizo por FR (PFR). Las mezclas con FR fueron evaluadas de manera análoga a la indicada para las mezclas patrones. Las proporciones de las mezclas se indican en la Tabla 2.

Las proporciones de los materiales en las mezclas se mantuvieron constantes (en volumen). Las pequeñas diferencias en el peso del FR respecto del filler calizo obedecen a las diferencias en la densidad de cada material. Las dosis indicadas de aditivos con respecto del peso del cemento.

Tabla 2. Dosificaciones de las mezclas bajo estudio

Materiales	P0	PFR
Agua	282	289
Cemento	304	304
Arena	303	303
Filler Calizo	196	---
Filler Reciclado	---	191
Dosis de aditivo	0,05 (%)	0,15 (%)
Dosis de aditivo	0,10 (%)	0,20 (%)
Dosis de aditivo	0,15 (%)	0,25 (%)
Dosis de aditivo	0,20 (%)	0,30 (%)

### 5.4 Resultados y discusión

En las Figuras 3 y 4 se presentan los resultados obtenidos del ensayo cono de marsh para la mezclas patrón y reciclada. Surge de las que en las mezclas patrones el punto de saturación se obtiene para dosis cercanas al 0,10%. Para dosis mayores se obtuvo un tiempo mayor de pasaje, lo cual puede ser atribuido a la segregación que se produjo en las mezclas.

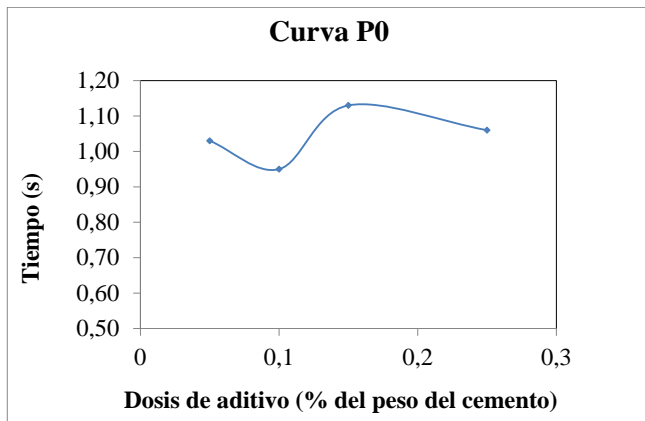


Figura 3. Cono de marsh mezcla P0

En las mezclas PFR se obtuvo el punto de saturación para la dosis de aditivo de 2,5%. Las mayores dosis de aditivo necesarias para obtener el punto de saturación en las mezclas en las que se utilizó el filler reciclado deben ser atribuidas a la mayor absorción del FR respecto del filler reciclado.

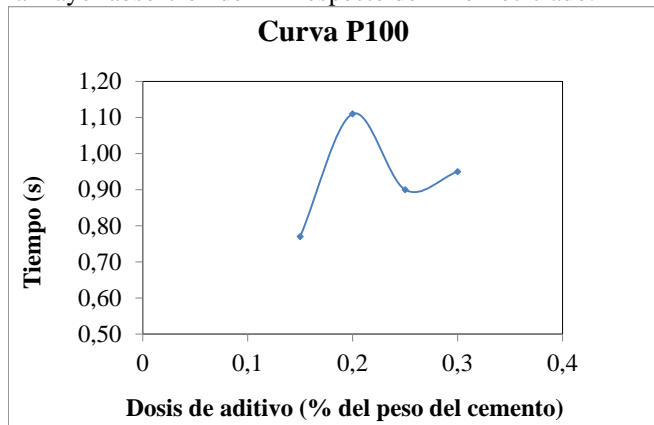


Figura 4. Cono de marsh mezcla PFR

En las Figuras 5 y 6 se presentan los resultados obtenidos en la evaluación del extendido para las mezclas bajo estudio.

Surge del análisis de ambas figuras que ambos puntos de saturación se obtienen para dosis del 0,1% en las mezclas P0 y del 2,5% en las mezclas PFR. Ambos puntos coinciden con los obtenidos en el ensayo de cono de marsh. Consecuentemente, puede deducirse que el filler reciclado perjudica la trabajabilidad de las mezclas. No obstante con dosis de aditivos mayores que las necesarias en las mezclas patrones, se obtuvieron diámetros de extendido mayor que los obtenidos en la mezcla patrón.

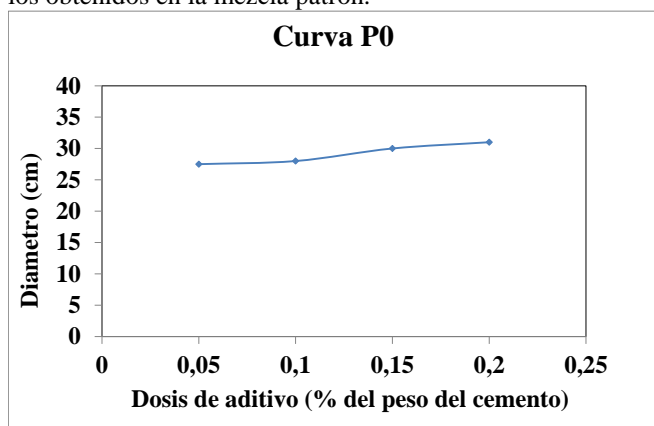


Figura 5. Cono de marsh mezcla P0

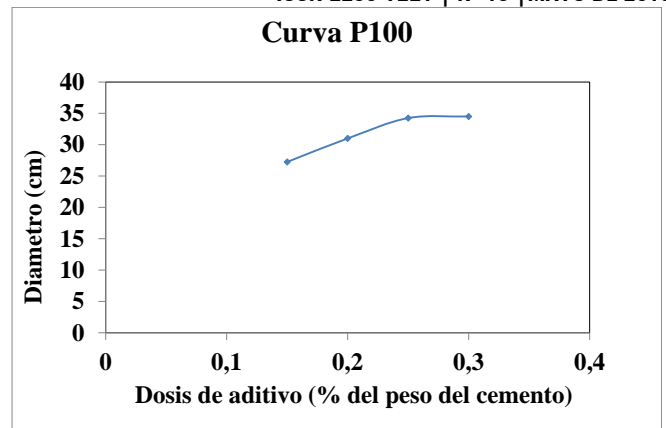


Figura 6. Cono de marsh mezcla PFR

Puede suponerse entonces, que el FR produce un aumento en la cohesión de las mezclas, ya que para dosis en las que se produjo la segregación de las mezclas patrones al emplear FR, no sólo no se observó segregación, sino que el extendido fue mayor que en la mezcla patrón. Esta mejora en la cohesión de las mezclas al emplear FR podría representar una ventaja en hormigones autocompactantes en los que la cohesividad de las mezclas juega un papel principal para obtener la autocompactabilidad sin segregación. Estudios específicos podrían llevarse a cabo para confirmar estos resultados preliminares.

### 5.5 Conclusiones del caso de estudio

Comparando dichas curvas, se puede concluir que la mezcla adicionada con filler reciclado demanda un porcentaje un poco mayor de aditivo superfluidificante que la mezcla adicionada con filler calizo para hallar el punto de saturación. El punto de saturación de P0 se encuentra aproximadamente en 0,1 % de aditivo mientras que el punto de saturación de P100 podría ser mayor a 0,25% de aditivo.

Esto está relacionado con la mayor demanda de agua de mezclado que presenta la mezcla adicionada con filler reciclado.

Al emplear FR se obtuvieron, con mayores dosis de aditivo, extendidos mayores que en la mezcla patrón. Dichos resultados son indicios del aumento en la cohesión de la mezcla al emplear FR.

Estudios específicos sobre hormigones autocompactantes podrían llevarse a cabo para determinar si la mejora en la cohesión de los AFR podría mejorar las propiedades de autocompactabilidad de dichos hormigones.

### Referencias/Bibliografía

- ARS (2012). Estrategia para la Gestión Integral de los Residuos Sólidos Urbanos. República Argentina. Diagnóstico de situación. Disponible on line: <http://observatoiorsu.ambiente.gob.ar/107.pdf>.
- Bossink, B.A.G., Brouwers, H.J.H. (1996). Construction waste: Quantification and source evaluation. Journal of construction engineering and management, 122 (1), 55-60.
- CSI (2009). The cement sustainability initiative. Recycling concrete: executive summary. Génève: Cement Sustainability Initiative.
- Fischer, C., Werger, M. (2009) EU as a recycling society. present recycling levels of municipal waste and construction & demolition waste in the EU. In: ETC/SCP working paper 2/2009. Copenhagen, Denmark.



-Meadows, D.H., Meadows, J.R., Behrens, W.W. (1972). The limits to growth: A report for the club Rome, Project on the predicament mankind. Universe Books ISBN 0-87663-165-0

-IRAM 1531 (2016). Agregado grueso para hormigon. Requisitos y métodos de ensayo. Instituto Argentino de Certificación y Normalización.

-Li, X. (2008). Recycling and reuse of waste concrete in China: Parte I. Material Behaviour of recycled aggregates concretes. Resources, Conservation and Recycling. 53, 36-44.

-Mercader-Moyano, P., Arellano-Agudo, A., Cózar-Cózar, E., Ruesga-Díaz, J. (2017). Sistema BIM de cuantificación automática de los residuos de construcción y demolición. Método de transferencias ponderadas de la medición. Estudios del Habitat, 15 (2), 499-507.

-Mora, C., Manzini, R., Gamberi, M., Cascini, A. (2014). Environmental and economic assessment for the optimal configuration of a sustainable solid waste collection system: a 'kerbside' case study. Production Planning & Control - The Management of Operations. 25 (9), 737-761.

-PROQMA (2008). Proyecto de Reciclado de Residuos para las Obras Civiles de la Química, los Materiales y el Medio Ambiente. UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL.

-Sáez, P.V., Merino, M. R., Porrás-Amores, C. (2011).- Managing construction and demolition (C&D) waste – a European perspective. In: International conference on petroleum and sustainable development, IPCBEE, Dubai, UAE, 27–31.

-Tam, V.W. (2009). Comparing the implementation of concrete recycling in the Australian and Japanese construction industries. Journal of Cleaner Production. 17, 688-702.

-Florea, M.V.A., Brouwers, H.J.H. (2014). Activation of liberated concrete fines and their application in mortars. Construction and Building Materials, 50, 1-12.

Zega, C.J. (2010). Propiedades Físico-Mecánicas y Durables de Hormigones Reciclados. Tesis Doctoral. Universidad Nacional de La Plata. Argentina. 166p.

# MOLDEO Y ENSAYO DE MEZCLA ASFÁLTICA, PARA SER ENSAYADA A FATIGA, MEDIANTE EL ENSAYO DE LA SEMI PROBETA

Becario; Sr. Nicolás Ezequiel Gullino<sup>1</sup>; nicolasgullino97@gmail.com

Director; Héctor Luis Delbono<sup>2</sup>; delbonoluis@hotmail.com

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Tecnología de los Pavimentos Flexibles. **PID Asociado:** “Estudio y modelización de equipos, para la valoración de la fatiga en mezclas asfálticas, incluidos en la actual normativa europea”. Código: ECUTNLP0004972.



## Resumen

La fisuración de los pavimentos asfálticos es una de las causas más frecuentes de deterioro. Debido a las características reológicas de las mezclas asfálticas, su comportamiento a la fisuración es complejo de analizar, ya que el material se comporta de manera diferente frente a las solicitaciones climáticas y el tránsito.

El presente trabajo de investigación tiene por objetivo determinar la resistencia a fatiga de diferentes tipos de mezclas asfálticas, a través de la implementación del ensayo SCB (Viga Semicircular Simplemente Apoyada).

Se plantea una metodología de moldeo y se ensayan distintas mezclas encontrando que una mezcla compuesta por asfalto modificado tiene un mejor comportamiento a la fatiga que otra que no lo posea, y además, que el contenido de ligante influye de manera directa en dicho comportamiento.

**Palabras clave:** Mezcla asfáltica, Ensayo SCB, Resistencia a fatiga.

## 1. Introducción

Las mezclas asfálticas están compuestas por la unión de agregados pétreos (gruesos y finos), y un ligante asfáltico.

Los daños en ellas son diversos y sus causas son especialmente por el flujo vehicular y ciertas condiciones medioambientales (temperatura, humedad, rayos UV, precipitaciones), las cuales aceleran el deterioro de la estructura del pavimento.

La resistencia a la fatiga es la resistencia a flexión bajo cargas repetidas del tránsito donde en un pavimento se manifiesta por una pérdida de rigidez y posteriormente por una fisuración generalizada conocida como piel de cocodrilo. Entre los factores que pueden influir en la resistencia a la fatiga de la mezcla están las características propias del pavimento como el espesor de las capas, donde capas con espesores insuficientes sufrirán una flexión excesiva y se agrietarán más rápidamente, como también la granulometría y tipo del árido, el contenido de asfalto, grado de compactación, entre otros.

Ante estos problemas, se implementó en el LEMaC, el ensayo SCB (Semi Circular Bending) que posee un procedimiento rápido y confiable, cuyo objetivo principal es medir la energía de fractura a una temperatura especificada y la tenacidad de la mezcla asfáltica.

En esta tesina se verá reflejada una comparación de los resultados con aquellos obtenidos previamente por experiencias previas del LEMaC teniendo en cuenta las distintas metodologías de moldeo y las diferentes mezclas asfálticas utilizadas. Dicho esto, se elaboró una mezcla convencional del tipo CAC D19 con 4,5% de asfalto que

denominaremos MA1 conformando una probeta de dimensiones 150 mm de diámetro y 115 mm ± 5 de altura con el compactador giratorio de la empresa YPF (Yacimientos Petrolíferos Fiscales S.A.). A su vez, se confeccionaron dos probetas de igual dimensiones que especificamos anteriormente mediante el amasado con un percutor en laboratorio, una mezcla con CA20 (Versión 4) con 4,1% de asfalto (MA2) y otra con CA20 + 8% NFU con 4,3% de asfalto (MA3).

## 2. Metodología y materiales

### 2.1. Obtención de la Mezcla

Las mezclas se fabricaron empleando áridos de la cantera Piatti y asfaltos proveídos por YPF. Las tablas 1, 2 y 3 presentan las dosificaciones correspondientes a cada tipo de mezcla asfáltica diseñada.

Tabla 1. Dosificación MA1

Materiales para una CAC D19		Dosificación Total (%)	Peso total de la dosificación (g)
Material 1	06:20	30,56	1528,00
Material 2	00:06	53,48	2674,00
Material 3	CAL	2,20	109,83
Material 4	06:12	9,26	463,18
Asfalto	CA-20	4,50	225,00
Total		100	5000

Tabla 2. Dosificación MA2

Materiales para una CAC D19		Dosificación Total (%)	Peso total de la dosificación (g)
Material 1	06:20	47,95	2397,5
Material 2	12:20	8,63	431,6
Material 3	00:06	38,36	1918,00
Material 4	CAL	0,96	48,00
Asfalto	CA-20	4,1	205,00
Total		100	5000

Tabla 3. Dosificación MA3

Materiales para una CAC D19		Dosificación Total (%)	Peso total de la dosificación (g)
Material 1	06:20	47,85	2392,5
Material 2	12:20	8,61	430,7
Material 3	00:06	38,28	1914,00
Material 4	CAL	0,96	47,9
Asfalto	CA-20 + 8%NFU	4,3	215,00
Total		100	5000

## 2.2. Moldeo de la probeta

### 2.2.1. Dosificación MA1

Se fabrica una probeta, de dimensiones 150 mm de diámetro y 115 mm ± 2 mm de altura siguiendo la metodología propuesta por AASHTO TP124.

La probeta es compactada, con un compactador giratorio, según la normativa AASHTO T312-ASTM D 6925 bajo las siguientes condiciones de moldeo:

- Presión de compactación durante los primeros 5 giros: 600 Kpa ± 60 Kpa
- N° de giros: 95
- Presión de compactación después de los primeros 5 giros: 600 Kpa ± 18 Kpa
- Cantidad de mezcla: 4800 g aproximadamente
- Velocidad de base giratoria: 30 Rpm ± 0,5 Rpm
- Temperatura de mezclado: 155° C
- Temperatura de compactación: 145° C

Obtenida la probeta de 150 mm de diámetro y 115mm ± 2 mm de altura, se determina la densidad (Tabla4), luego se procede a cortar en el centro, obteniendo una probeta de 50 mm ± 2 mm por un diámetro de 150 mm, descartando las partes externas. Luego, se corta al centro de la probeta, obteniendo 2 partes iguales (Figura1).

En su cara plana, se realiza una entalladura de unos 3 mm en la mitad de la semi probeta, cuyo objetivo es inducir el plano de falla durante el ensayo.

Por último, en una de las caras diametrales, se pinta con cal diluida en agua con el fin de obtener una mejor visualización de las fisuras en el momento de ejecución del ensayo hasta la finalización del mismo.

Figura 1. Obtención de la probeta central

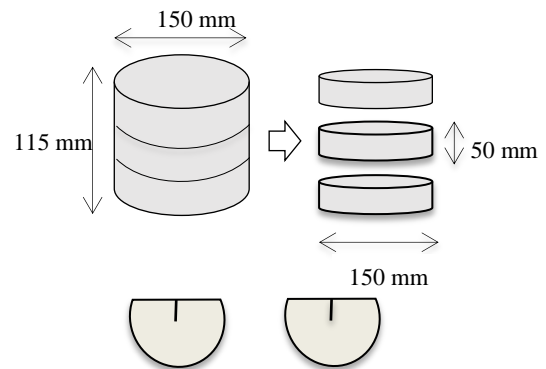


Tabla 4 Densidades de las probetas obtenidas en la etapa de dosificación y moldeo .

Probeta	Densidades dosificación (kg/m <sup>3</sup> )	Densidades Moldeo (kg/m <sup>3</sup> )
CA 20	2,441	2,438
CA 20 + 8%NFU	2,431	2,427

Observación: La densidad obtenida con el compactador giratorio es de 2,204 kg/m<sup>3</sup>.

### 2.2. Dosificación MA2 y MA3

Se confeccionan probetas con igual cantidad de mezcla (4800 g) de dimensiones 150 mm de diámetro y 115 mm ± 2 mm de altura utilizando un percutor con base circular aplicando una cierta presión y generando una especie de amasado (Figura 2 y Figura 3), buscando simular el compactador giratorio y analizando las densidades obtenidas por ambos procedimientos, diferenciándose en el tipo de mezcla asfáltica, es decir, utilizando dos ligantes asfálticos distintos, lo que conlleva a establecer diferentes temperaturas de mezclado y compactación.

- Temperatura de mezclado MA2: 155° C
- Temperatura de compactación MA2: 145° C
- Temperatura de mezclado MA3: 165° C
- Temperatura de compactación MA3: 155° C



Figura 2. Colocación de la mezcla en el molde



Figura 3. Compactación de la mezcla

#### 2.4. Ejecución de ensayo

Se acondiciona la probeta previamente a 20° C durante 2 hs. Luego se la coloca centrada y simplemente apoyada sobre una estructura diseñada que consiste en 2 rodillos, separados una distancia de 120 mm, es decir, igual al 80% de la longitud del diámetro (Figura 4).

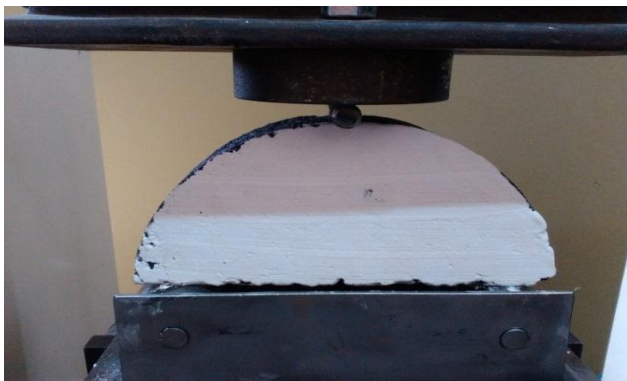


Figura 4. Probeta para ser ensayada

Se ejecuta el ensayo utilizando el equipo EMIC, aplicando una fuerza constante en el centro de la luz de la semi probeta, a una velocidad de 0,05 mm/min hasta finalizar la ejecución del mismo.

Se determina como una prueba válida siempre y cuando la grieta termine en una zona igual al 10% del diámetro de la probeta (Figura 5) desde el centro de la franja de carga. En caso de que esto no ocurra, se descarta la probeta ensayando posteriormente otras muestras.

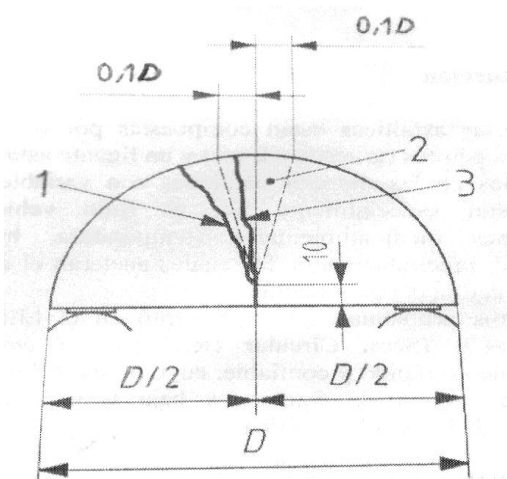


Figura 5. Aceptación del ensayo

Dónde:

1. Ensayo rechazado
2. Área de aprobación
3. Ensayo aprobado

Para el caso de la mezcla MA1 (Figura 6 y Figura 7), al igual que para las mezclas MA2 y MA3 (Figura 8, Figura 9, Figura 10 y Figura 11) los resultados fueron válidos. Por lo tanto, se puede establecer una curva Carga-Deformación, registrada por el software del equipo EMIC, de la cual podemos obtener información como la Carga Máxima que puede soportar la probeta y la Deformación a Carga Máxima de la misma, para realizar un estudio del comportamiento de las mezclas asfálticas ensayadas.

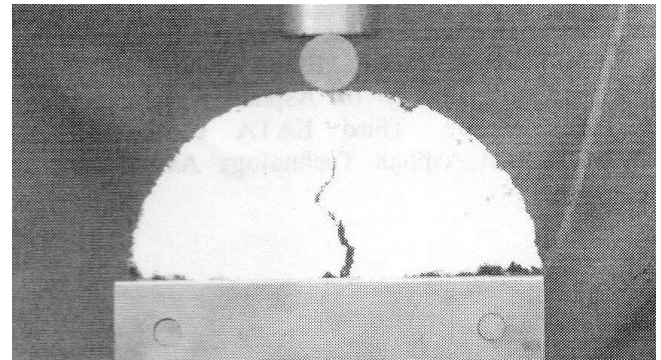


Figura 6. Probeta 1 MA1

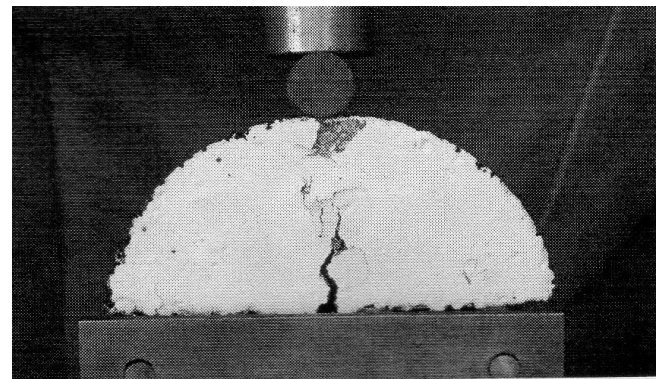


Figura 7. Probeta 2 MA1

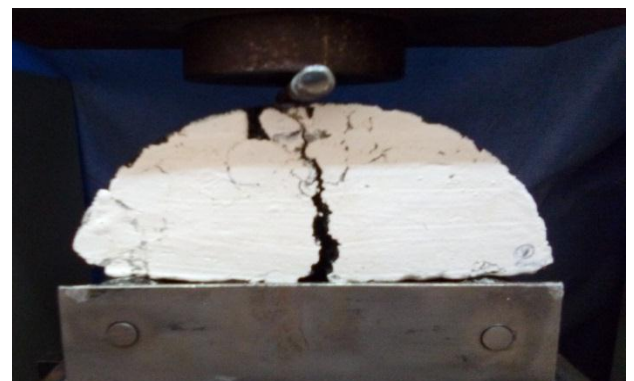


Figura 8. Probeta 3 MA2

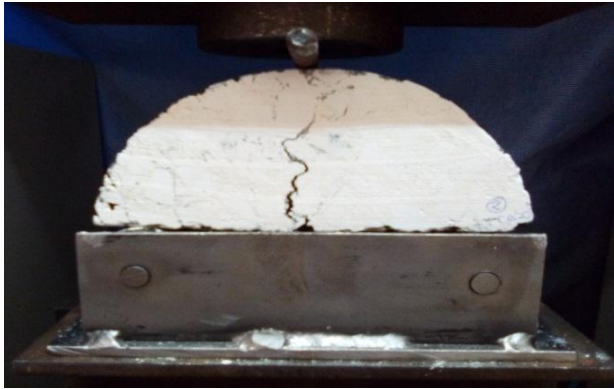


Figura 9. Probeta 4 MA2

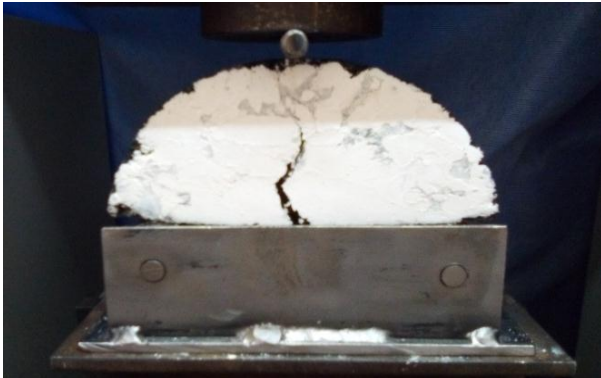


Figura 10. Probeta 5 MA3

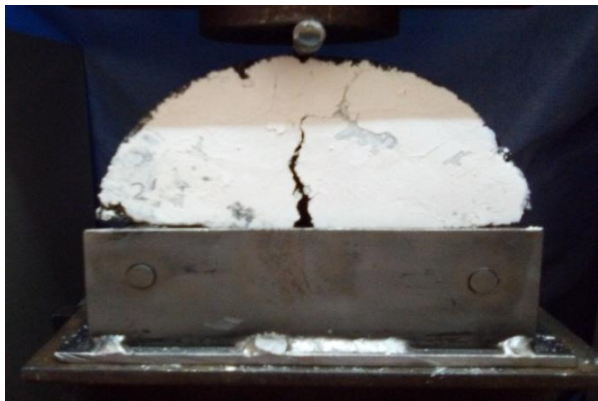


Figura 11. Probeta 6 MA3

## 2.5. Parametros a estudiar

Extrayendo los resultados del software de ensayo, volcandolos a excel se procedió a determinar lo siguiente:

### 2.5.1. Trabajo de fractura

El trabajo de fractura se calcula como el área bajo la curva Carga-Deformación.

$$W_f = \int_0^{df} F(x) dx$$

Dónde:

- $W_f$ : trabajo de fractura
- $F$ : fuerza en función de la deformación
- $x$ : deformación
- $df$ : deformación total

### 2.5.2. Energía de fractura

La energía de fractura se calcula dividiendo el trabajo de fractura por el área del ligamento de la probeta antes de la prueba (Figura 12).

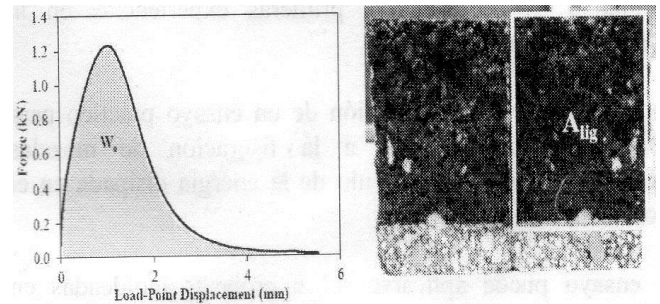


Figura 12. Trabajo de fractura y área del ligamento

$$E_f = \frac{W_f}{A_{lig}}$$

Dónde:

- $E_f$ : Energía de fractura
- $W_f$ : Trabajo de fractura
- $A_{lig}$ : Área del ligamento

### 2.5.3. Índice de tenacidad

Se define como la energía disipada en el proceso de ablandamiento multiplicado por un factor de fragilidad.

Este índice tiene como finalidad, determinar la capacidad que posee la mezcla de mantener unidos sus componentes una vez que ya ha alcanzado su resistencia máxima.

$$I_T = \frac{W_D - W_{F_{max}}}{A_{lig}} \times (\Delta_{mdp} - \Delta_{F_{max}})$$

Dónde:

- $I_T$ : Índice de tenacidad (adimensional)
- $W_D$ : Trabajo total realizado (N-mm)
- $W_{F_{max}}$ : Trabajo realizado hasta la carga máxima (N-mm)
- $\Delta_{mdp}$ : deformación a  $\frac{1}{2} F_{max}$  post pico (mm)
- $\Delta_{F_{max}}$ : deformación a  $F_{max}$  (mm)
- $A_{lig}$ : Área del ligamento ( $mm^2$ )

### 2.5.4. CMOD (crack mouth opening displacement)

Se considera CMOD a la abertura en la superficie de la grieta, medida como la diferencia entre la abertura original y la distancia de apertura final de la semi probeta (Figura 13).

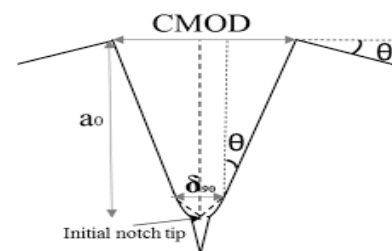


Figura 13. Medición del CMOD

### 3. Resultados

De acuerdo a las curvas que nos proporcionó el software (Figura 14, Figura 15 y Figura 16), se pudo obtener mediante la realización de ciertos cálculos matemáticos los resultados de los parámetros mencionados anteriormente, que se encuentran reflejados en la Tabla 5. Se ensayaron todas las probetas, las centrales y las de los extremos, aunque como se especificó anteriormente solo nos dedicaremos al estudio de las probetas centrales.

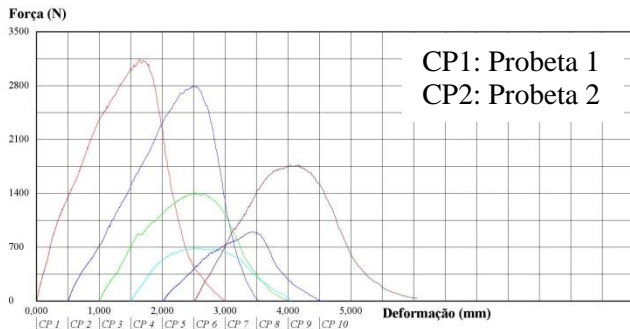


Figura 14. Dosificación MA1

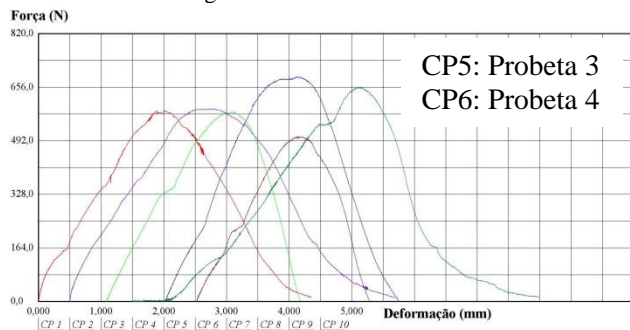


Figura 15. Dosificación MA2

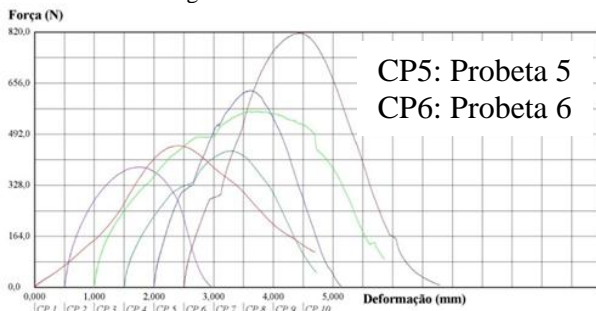


Figura 16. Dosificación MA3

Observaciones: El valor CMOD se tomó con regla graduada, el mismo será obtenido a partir de LVDT, el cual está siendo desarrollado. En el caso de la probeta 1 y probeta 2, no se tiene registro del CMOD, por lo tanto no se pudo realizar un análisis sobre dicho parámetro.

Área del ligamento centrales:  $45 \text{ mm} \times 75 \text{ mm} = 3375 \text{ mm}^2$   
Área del ligamento extremos:  $30 \text{ mm} \times 75 \text{ mm} = 2250 \text{ mm}^2$

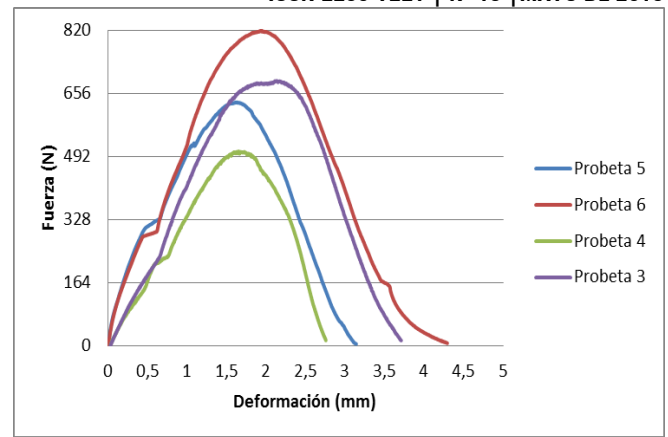


Figura 17. Curvas graficadas en Excel

Tabla 5. Resultados

Probeta	$F_{max}$	Def a $F_{max}$	$I_f$	$W_f$	$E_f$	CMOD	
	N	mm	Adim	KN.mm	J/m <sup>2</sup>		
Centrales	1	3141	1,6	0,082	4822,89	0,423	-
	2	2800	2	0,055	4402,46	0,439	-
	3	688	2,1	0,154	1475	437,037037	7
	4	505	1,7	0,075	815	241,481481	4
	5	633	1,6	0,128	1170	346,666667	7
	6	819	1,9	0,282	1849	547,851852	9
Externas	7	585	2	0,075	280	124,444444	4
	8	591	2,3	0,126	359	159,555556	5
	9	581	2,1	0,249	904	401,777778	5
	10	657	3,6	0,498	1604	712,888889	10
	11	457	2,4	0,438	1196	531,555556	-
	12	387	1,3	0,086	632	280,888889	7
	13	567	2,6	0,671	1907	847,555556	6
	14	439	1,8	0,149	900	400	6

Dónde:



### 4. Análisis y Conclusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos de los diferentes ensayos SCB realizados a una temperatura de 20°C, a una velocidad de aplicación de carga de 0,5 mm/seg y la definición de los parámetros especificados, se pudo observar:

La resistencia a la fatiga de la mezcla asfáltica CAC D19 con 4,3% de asfalto CA20 + 8% NFU (MA3) es mayor que en el caso de la mezcla CAC D19 con 4,1% de asfalto CA20 (MA2) debido a la cantidad y tipo de asfalto, ya que para una granulometría muy similar, donde hay una variación pequeña en los agregados, la mezcla con asfalto modificado se desempeñó de una mejor manera siendo más tenaz.

A su vez, se obtuvo una cierta variabilidad de los resultados en probetas de la misma capa, lo que conduce a suponer que el método de compactación utilizado nos genera una probeta que no es homogénea, ya que es una posibilidad que durante el moldeo, al generar una especie de amasado, la energía de compactación no sea la misma en todas las direcciones.

Por lo tanto, queda a futuro determinar si la dirección en la que la probeta es compactada, según la metodología utilizada, influye en las características de generar una probeta homogénea.

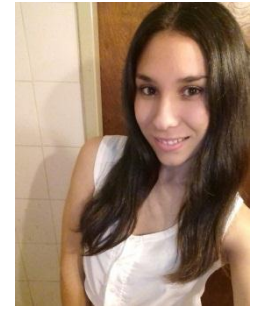
Paralelamente a esto, se concluye que no se pudo establecer una relación con las experiencias previas realizadas en el LEMaC debido a la discrepancia de los resultados.

### **Referencias/Bibliografía**

1. Luis Alberto Paredes Chérrez, Óscar Javier Reyes Ortiz, Javier Fernando Camacho Tauta. Comportamiento de mezclas asfálticas densas a partir del ensayo de viga semicircular simplemente apoyada. Año 2013.
2. Feliz E. Pérez-Jimenez, Rodrigo Miró, Adriana Martínez, Ramón Botella. Diseño de mezclas asfálticas a partir de la determinación de su resistencia a la fisuración y energía de fractura mediante el ensayo fénix. Comparación con otros procedimientos de diseño.
3. Instituto Nacional de Vías. E - 784 – 07. Determinación de las leyes de fatiga de mezclas asfálticas compactadas en caliente sometidas a flexión dinámica.
4. Kosteki Luis E. Barrios D'ambra Ricardo, Cóceres Hector, Iturrioz Ignacio. Determinación del factor de intensidad de tensiones estático utilizando el Método de los Elementos Discretos. Año 2006.
5. Gabriel Nsengiyumva. University of Nebraska, Lincoln. Development of Semi-Circular Bending (SBC) Fracture Test for Bituminous Mixtures. Año 2015.
6. M. Arabani and B. Ferdowsi. Evaluating the semi-circular bending test for hma mixtures. Año 2008.
7. Pedro Limón-Covarrubias, David Avalos Cuerva, Gonzalo Valdés Vidal. Analysis of the Behavior of SMA Mixtures with Different Fillers Through the Semicircular Bend (SCB) Fracture Test. Año 2019.
8. ASTM D8044-16. Método de prueba estándar para la evaluación de la Resistencia al agrietamiento de la mezcla asfáltica utilizando la prueba de curva semicircular (SCB) a temperaturas intermedias.

## CENSOS DE VELOCIDAD DE OPERACIÓN VEHICULAR

Becaria: María Beatriz Abraham<sup>1</sup>; beatrizabraham24@gmail.com  
Director: Gustavo Das Neves<sup>2</sup>; gdneves@frlp.utn.edu.ar  
Co-Director: J. Julián. Rivera<sup>3</sup>; jrivera@frlp.utn.edu.ar



<sup>1,2,3</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

Área: Gestión y Diseño Vial.

### Resumen

La importancia de la velocidad radica en ser un insumo básico para el desarrollo de un proyecto vial. El objetivo de este trabajo consiste en analizarla desde el punto de vista de los relevamientos mediante censos, en un tramo seleccionado de una vía. Para ello se aplicaron diferentes metodologías y herramientas, para posteriormente producir un análisis estadístico de los datos recolectados. La experiencia acumulada en la relación entre metodología y análisis estadístico, permite repetir y profundizar en análisis de futuros casos.

**Palabras clave:** ingeniería vial, relevamientos, velocidad, tránsito pesado.

### 1. Introducción

La importancia de la velocidad radica en ser un insumo básico para el desarrollo de un proyecto vial. Su medición puede utilizarse de diversas maneras de acuerdo al objetivo perseguido. Conociendo la velocidad de operación al momento del relevamiento, se podría verificar las condiciones que se establecieron, por ejemplo, para el cálculo del paquete estructural. Si tales condiciones se mantuvieron o se han modificado; y de ser así, poder analizar qué cambios produciría esa nueva situación. El objetivo de esta tesis es investigar los métodos y herramientas de relevamientos de velocidades, y su posterior análisis estadístico.

### 2. Metodología

El estudio se sitúa en la Avenida 60, situada en la ciudad de Berisso, en un tramo comprendido entre el semáforo ubicado en la intersección con la calle 124 (punto C), y 57 metros en dirección a La Plata, (punto B). (Figura 1, 2 y 3)

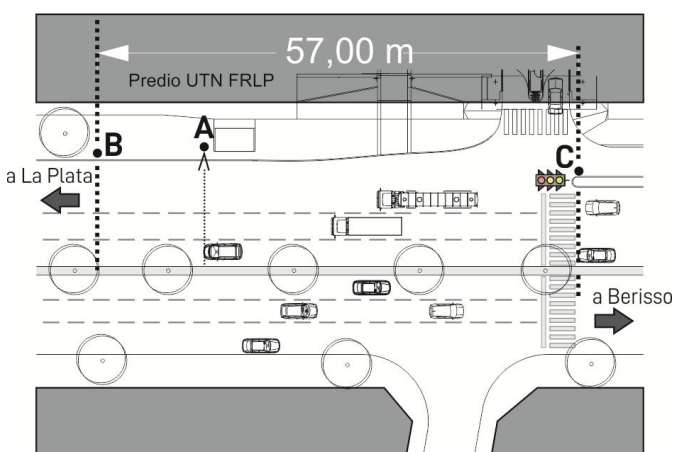


Figura 1. Croquis tramo relevado



Figura 2. Imagen del tramo relevado (fuente: Google Earth)



Figura 3. Imagen del tramo relevado (fuente: Google Earth)

Se procedió relevar únicamente velocidades de tránsito pesado, utilizando dos herramientas: cinemómetro y cronómetro. A continuación se detallan ambos:

**Cinemómetro:** consiste en el uso de una pistola radar o radar de velocidad Bushnell. Es una pequeña unidad de radar Doppler usada para detectar la velocidad de los objetos (Figura 4). Emplea el principio del efecto Doppler aplicado a haces de radar para medir la velocidad de objetos a los que se apunta. De esa manera y apretando el gatillo se obtiene la velocidad requerida (Figura 5). El resultado obtenido se denomina Velocidad de Punto.



datos fueron copiados en una planilla, para luego calcular velocidad de dichos vehículos.

## 2. 2. Datos relevados:

Con cinemómetro completo:

Franja horaria: de 10.00 a 10.30hs

N° VEH	V (KPA)	OB S	N° VEH	V (KPA)	OBS
1	69		58	27	S
2	22	S	59	19	S
3	44		60	24	S
4	41		61	25	S
5	33		62	25	S
6	44		63	32	
7	30	S	64	28	
8	31	S	65	31	
9	40	S	66	30	
10	27	S	67	45	
11	42		68	23	S
12	29		69	21	
13	31		70	45	
14	30	S	71	50	
15	36	S	72	45	
16	26		73	40	
17	8	S	74	27	S
18	22	S	75	23	S
19	23	S	76	33	
20	23	S	77	35	S
21	24	S	78	30	S
22	26		79	21	S
23	29	S	80	20	
24	24	S	81	15	
25	26	S	82	17	S
26	28	S	83	19	S
27	30	S	84	22	
28	35		85	35	
29	31		86	40	
30	25	S	87	50	
31	24	S	88	45	
32	40		89	44	
33	44		90	26	
34	37		91	29	
35	50		92	31	
36	28		93	32	
37	36		94	34	
38	39		95	21	S
39	23		96	20	S
40	37		97	20	S
41	40		98	23	S
42	25	S	99	20	S
43	22	S	100	19	S
44	32		101	36	
45	30		102	34	
46	29		103	36	
47	42		104	29	
48	33		105	18	S
49	42		106	20	S
50	39		107	22	S
51	31	S	108	29	
52	29	S			
53	45				
54	24	S			
55	35				
56	36				
57	23	S			



Figura 4. Radar Bushnell



Figura 5. Relevamiento de vehículo de tránsito pesado

**Cronómetro:** Establecida la distancia entre el punto B y C, luego se tomaba el tiempo en el que los vehículos recorrían esa distancia. El resultado obtenido se denomina Velocidad Instantánea.

### 2. 1. Experimental

Velocímetro: con el radar Bushnell se relevó la velocidad de los vehículos de tránsito pesado (camiones de carga pesados y camiones cisterna, excluyendo los ómnibus, Figura 6), al transitar por el punto A situado junto a la parada de colectivos. Debido a que en Av. 60 y 124 existe un semáforo, algunos datos de este relevamiento se vieron afectados por este. Estos datos particulares fueron tomados en cuenta al realizar el análisis estadístico final, separando dichos datos en tres partes, datos completos (velocidades con semáforos y sin semáforos), datos solo de velocidades sin semáforos, y datos con velocidades solo de semáforos.



Figura 6. Vehículos de tránsito pesado relevados

Cronometro: en primera instancia se midió con Odómetro la distancia entre el punto B y C (57 metros). Ubicados en el punto C medimos el tiempo en segundos que demoraban los vehículos de tránsito pesado en recorrer esa distancia. Estos

### 3. Resultados

#### Análisis estadístico:

Con cronometro completo:

Franja horaria: de 10.00 a 10.30hs

N° VEH	T (S)	V KPA	O B S	N° VEH	T (S)	V KPA	O B S
1	5,4	37,9		48	5,42	37,8	
2	8,0	25,3	S	49	5,20	39,4	
3	12,3	16,5	S	50	5,94	34,5	
4	8,5	24,1	S	51	7,38	27,8	
5	8,6	23,7	S	52	5,45	37,6	
6	7,7	26,4	S	53	5,50	37,3	
7	10,5	19,4	S	54	11,1	18,4	S
8	6,9	29,5	S	55	5,48	37,4	
9	7,6	26,8	S	56	5,53	37,1	
10	6,1	33,5	S	57	5,56	36,9	
11	4,5	44,7		58	4,94	41,5	
12	3,7	55,2		59	5,4	37,5	
13	4,9	41,1		60	6,4	32,1	
14	3,9	52,1		61	5,3	38,5	
15	5,2	39,1		62	5,5	36,9	
16	5,5	36,6		63	5,8	35,0	
17	6,2	33,0		64	4,1	50,5	
18	6,2	32,7		65	4,3	47,3	
19	4,2	48,8		66	7,4	27,7	
20	6,6	31,0		67	8,3	24,6	
21	7,8	26,0	S	68	7,8	26,2	S
22	7,7	26,6		69	10,7	19,1	S
23	7,5	27,0	S	70	9,2	22,2	S
24	7,5	27,0	S	71	9,1	22,5	S
25	5,3	38,6		72	8,5	24,1	S
26	7,8	26,0		73	8,1	25,5	S
27	6,4	32,0		74	5,4	37,5	
28	5,1	39,7		75	4,8	41,9	
29	6,4	31,7		76	5,5	36,4	
30	6,3	32,1		77	9,3	22,0	S
31	9,9	20,6		78	6,1	33,4	
32	5,1	40,2		79	4,1	50,4	
33	3,7	54,8		80	7,2	28,1	
34	3,8	54,1		81	7,8	26,2	S
35	4,2	48,3		82	5,8	36,2	
36	7,6	26,8	S	83	7,6	26,6	
37	6,8	30,1		84	5,3	38,0	
38	9,5	21,5	S	85	7,3	27,8	S
39	5,5	36,7		86	4,8	42,0	
40	4,9	41,4		87	5,4	37,6	
41	9,2	22,1		88	3,6	56,8	
42	4,8	42,0		89	5,9	34,2	
43	8,7	23,5		90	8,8	23,1	
44	6,7	30,6		91	4,1	46,5	
45	11,2	18,2	S	92	3,8	53,8	
46	4,9	41,6		93			
47	5,50	37,3		94			

Datos totales de relevamiento completo con cinemómetro:

Parámetros	Totales	Sin semáforos	Solo semáforos
MEDIA	31,16	30,83	31,16
MEDIANA	30	30	30
MODA	23	23	23
CURTOSIS TIPIFICADA	2,75	3,18	7,33
ASIMETRIA TIPIFICADA	3,83	2,18	5,15
NIVEL DE CONFIANZA	1,78	1,67	1,78

Datos totales de relevamiento completo con cronometro:

Parámetros	Totales	Sin Semáforos	Solo Semáforos
MEDIA	34,07	33,42	33,42
MEDIANA	33,89	33,10	33,10
MODA	36,97	36,97	36,97
CURTOSIS TIPIFICADA	0,83	0,36	2,44
ASIMETRIA TIPIFICADA	1,65	1,08	1,51
NIVEL DE CONFIANZA	2,00	2,00	1,99

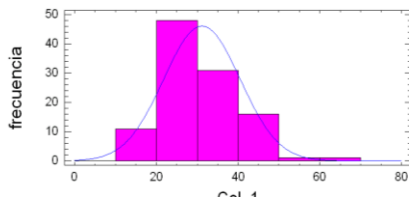
Estos datos pertenecen a una distribución normal si se puede corroborar que:

- El valor de la media, mediana y moda son similares.
- El valor de la curtosis es menor o igual a |2|.

Aunque esto depende según que intervalo de confianza se tome. Este estudio se realiza mediante el test Chi cuadrado, el test de Kolmogorov-Smirnov y el CDF. El test chi-cuadrado divide el rango de elementos en intervalos no solapados y compara el número de observaciones en cada clase con el número esperado basado en la distribución ajustada. El test de Kolmogorov-Smirnov calcula la distancia máxima entre la distribución acumulada de elementos y el CDF de la distribución normal ajustada. Los otros estadísticos EDF comparan de diferentes maneras la función de distribución empírica con el CDF ajustado.

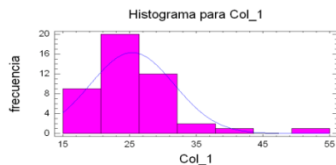
#### Análisis estadístico de datos relevados con cinemómetro completo:

En este caso, la distancia máxima es 0,0993149. Dado que p-valor más pequeño de los test realizado es inferior a 0.01, podemos rechazar que esta muestra procede de una distribución normal con un nivel de confianza del 99%.



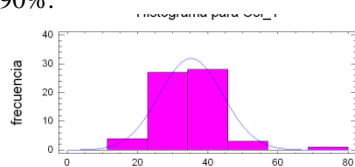
**Análisis estadístico de datos relevados con cinemómetro, solo con semáforos:**

En este caso, la distancia máxima es 0,147549. Dado que p-valor más pequeño de los test realizado es inferior a 0.05, podemos rechazar que la muestra procede de una distribución normal con un nivel de confianza del 95%.



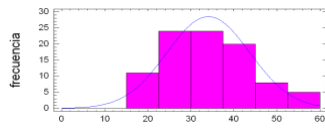
**Análisis estadístico de datos relevados con cinemómetro sin semáforos:**

En este caso, la distancia máxima es 0,076815. Dado que p-valor más pequeño de los test realizados es superior o igual a 0.10, no podemos rechazar que la muestra proceda de una distribución normal con un nivel de confianza de al menos un 90%.



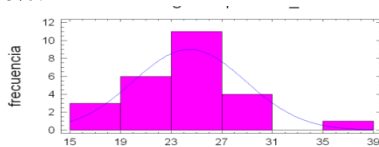
**Análisis estadístico de datos relevados completo con cronometro:**

En este caso, la distancia máxima es 0,0990824. Dado que p-valor más pequeño de los test realizado es inferior a 0.05, podemos rechazar que la muestra procede de una distribución normal con un nivel de confianza del 95%.



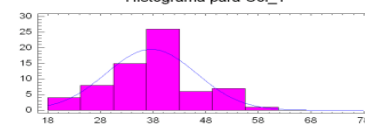
**Análisis estadístico de datos relevados con cronometro, solo con semáforos:**

En este caso, la distancia máxima es 0,157974. Dado que p-valor más pequeño de los test realizados es superior o igual a 0.10, no podemos rechazar que la muestra proceda de una distribución normal con un nivel de confianza de al menos un 90%.



**Análisis estadístico de datos relevados con cronometro sin semáforos:**

En este caso, la distancia máxima es 0,095717. Dado que p-valor más pequeño de los test realizado es inferior a 0.10, podemos rechazar que la muestra procede de una distribución normal con un nivel de confianza del 90%.



**4. Conclusiones**

Tras la realización de cada uno de los relevamientos y sus respectivos análisis estadísticos, se llegaron a las siguientes conclusiones:

- Los relevamientos con cinemómetro realizados teniendo en cuenta los semáforos no cumplen con una distribución normal por lo cual no pueden ser analizados correctamente.
- Los relevamientos realizados con cinemómetro teniendo en cuenta solo los valores obtenidos con semáforos tampoco representan una distribución normal, debido a que el semáforo genera un situación de disminución de la velocidad para los vehículos.
- Los relevamientos realizados con cinemómetro teniendo en cuenta los datos sin semáforos si representan una distribución normal y sirven para análisis y aportar datos al momento de realizar el estudio para análisis del paquete estructural.
- Los relevamientos realizados con cronometro contando semáforo no cumplen los requisitos necesarios para tomarlos como distribución normal.
- Los relevamientos realizados con cronometro pero solo teniendo en cuenta los datos de los semáforos en este caso no se pueden rechazar como distribución normal y sirven para analizar.
- Los relevamientos realizados con cronometro pero sin contar los semáforos no cumplen los requisitos para ser tomados como una distribución normal.

Aunque una parte de los datos relevados de esta primera experiencia no cumplen los requisitos de distribución normal y no son adecuados para el análisis, dan sustento para continuar profundizando en el estudio de velocidades, ya que la aplicación de los métodos y el conocimiento del modo de empleo de las herramientas se constituyen en un camino ya superado.

**Agradecimientos**

A la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata por la beca otorgada. Al LEMaC por la oportunidad y confianza para llevar a cabo este trabajo. En especial a mis directores Gustavo Das Neves y Julian Rivera quienes me orientaron en este camino de investigación.

**Referencias/Bibliografía**

Hay. Ingeniería de Transporte. Limusa Noriega Editores.  
Rafael Cal y Mayor R. James Cárdenas. Ingeniería de Transito. Fundamentos y aplicaciones. 7ª, Edición.  
[https://es.m.wikipedia.org/wiki/radar\\_de\\_control\\_de\\_velocidad](https://es.m.wikipedia.org/wiki/radar_de_control_de_velocidad)

## ANEXO

Modo de uso:

- Encender pulsando el botón que está debajo de la pantalla LCD.
- Apunte al blanco y apriete el gatillo. Como referencia rápida de precisión recuerde mantener la dirección de desplazamiento de los blancos en línea recta con respecto a usted, no perpendicular.
- Apagar pulsando el botón que hay debajo de la pantalla LCD durante 3 segundos o hasta que la pantalla se apague. En la pantalla se podrá ver 3,2,1 y luego se apagará.
- 

Para cambiar la medida de MPH a KPH y viceversa, la unidad tiene que estar encendida. Luego se aprieta el gatillo dejándolo conectado y rápidamente se toca el botón de encendido. La unidad se visualizará en la esquina derecha superior de la pantalla LCD. Cuando se sienta satisfecho con la unidad de medida solo tiene que soltar el botón de encendido y el gatillo.



# VALORACIÓN DE LA ACCIÓN DE GEOSINTÉTICOS ENTRE CAPAS DE HORMIGÓN PARA PAVIMENTOS

Becarios; Srta. Mayra Atoche<sup>1</sup>; mayy.atoche@hotmail.com  
Sr. Nicolás Battista,<sup>2</sup>; nicolas.d.battista@gmail.com

Director; Héctor Luis Delbono<sup>3</sup>; delbonoluis@hotmail.com

<sup>1,2,3</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina



**Área:** Tecnología de los Pavimentos Flexibles. **PID Asociado:** “Sistema creado para predecir el comportamiento de geosintéticos interpuestos en la rehabilitación de pavimentos ante cargas dinámicas repetidas”. Código: UTI4052TC.

## Resumen

*Se valora la acción de los materiales geosintéticos utilizados como elementos para el control de fisuras en capas de pavimento deteriorado para ser resucitadas, sometiendo los modelos a carga de flexión sobre vigas de hormigón de diferentes dimensiones.*

*Se realizan experiencias en laboratorio, implementando diferente sistema y condiciones de ensayo: con y sin la interposición de material geosintético a diferentes niveles, analizando la acción de los materiales.*

*Se analizaron diferentes parámetros, evidenciando que los distintos materiales geosintéticos empleados, disminuyen el deterioro prolongando de esta manera la vida útil de los pavimentos.*

**Palabras clave:** Geosintéticos, pavimento, hormigón, reflejo de fisura.

## 1. Introducción

El hormigón es una mezcla homogénea, compuesta por una pasta adhesiva de cemento portland y agua que mantiene adherida un conjunto de partículas de materiales generalmente inertes, denominados agregados. A estos componentes debe sumarse en todos los casos la presencia de un volumen variable ocupado por huecos o vacíos que contienen aire. Además, puede contar con aditivos que le permita variar algunas de sus propiedades dependiendo de cuál se utilice. (Figura 1).



Figura 1. Hormigón en estado fresco.

Una de las principales características del hormigón es que cuenta con una buena resistencia a los esfuerzos de compresión, y una mala resistencia ante los esfuerzos de tracción; siendo esta última la causal de las fisuras y su acelerado deterioro.

El presente trabajo valora la acción de distintos materiales geosintéticos que se usan como elementos para el control de fisuras en capas de pavimento deteriorado a ser restituído.

Se plantean modelos de vigas prismáticas de hormigón, de diferentes dimensiones, moldeadas en dos capas de distintos

espesores y resistencias características interponiendo distintos materiales geosintéticos, ensayándolas a flexión con carga aplicada en los 2/3. Se compararán con vigas de las mismas características, pero sin incorporar geosintético, y con vigas monolíticas, manteniendo las demás condiciones de ensayo.

Se analiza el proceso de fisuración atendiendo a la adherencia entre las capas de los distintos modelos planteados.

## 2. Metodología

### 2.1 Modelos.

El método utilizado para realizar el ensayo de tracción por flexión es aquel establecido en norma IRAM 1547 “Ensayo de tracción por flexión”, que consiste básicamente en la aplicación de una carga en los tercios de la luz sobre una viga simplemente apoyada. (Figura 2); (Figura 3).

Las condiciones de ensayo son:

- Carga aplicada en los tercios medios
- Velocidad de carga 0.017 MPa/s
- Sensibilidad de la máquina 20KN



Figura 2 Prensa Pilot 4, marca Hiert



Figura 3 pórticos de carga

### 3. Materiales utilizados.

#### 3.1 Hormigón para conformar los modelos

Para el hormigón de base (pobre) y refuerzo, se dosificaron mezclas empleando los siguientes materiales:

Cemento: CPC 40 (cemento portland compuesto, de 40 MPa de resistencia), el cual cumple con la norma IRAM 50000. (Tabla 2; Tabla 3)

La capa inferior de las vigas está compuesta por un hormigón pobre que representa un hormigón deteriorado a reforzar. La capa superior un hormigón de mayor resistencia, siendo este un H° 30 que representa el refuerzo aportado en conjunto con el geosintético incorporado.

#### 3.1.1 Caracterización de los agregados

Agregado grueso: piedra partida granítica 6:20 y 10:30.

Las densidades relativas de los agregados en estado saturado y superficie seca (IRAM 1533) resultaron iguales a 2,74 gr/cm<sup>3</sup> para ambos agregados y el tamaño máximo obtenido de las granulometrías efectuadas (IRAM 1505) fue 3/4"; (19 mm) y 1 1/2" (37,5 mm) para las piedras 6:20 y 10:30, respectivamente. (Tabla 1).

El PUV seco y compactado (IRAM 1548) resultó de 1533 kg/m<sup>3</sup> y 1544 kg/m<sup>3</sup> para las piedras 6:20 y 10:30, respectivamente.

Las absorciones de los agregados gruesos alcanzadas fueron 0,6% y 0,8% para las piedras 6:20 y 10:30, respectivamente. Agregado fino: arena silícea y arena granítica triturada 0:6. Las densidades relativas de las arenas en estado saturado y superficie seca (IRAM 1520) resultaron iguales a 2,65 y 2,70 para las arenas silícea y triturada, respectivamente. Los

módulos de finura obtenidos de las granulometrías realizadas (IRAM 1505) fueron 1,48 y 3,75 para las arenas silícea y triturada, respectivamente. (Tabla 2).

Las absorciones de los agregados finos obtenidas fueron 0,3% para ambas arenas.

Aditivos: Plastificante a base de lignosulfatos. Cumple con la norma IRAM 1663.

Tabla 1 Analisis Granulometrico de los agregados gruesos (IRAM 1505)

Tamiz N°	Piedra 6:20		Piedra 10:30	
	%retenido	%pasa	%retenido	%pasa
2"	0	100	0	100
1 1/2"	0	100	0	100
1"	0	100	9,8	90,2
3/4"	1	99,9	69,6	30,4
1/2"	51,4	48,6	95,5	4,5
3/8"	81,1	18,9	96,8	3,2
N°4	96,6	3,4	99,5	0,5

Tabla 2 Analisis Granulometrico de los agregados finos (IRAM 1505)

Tamiz N°	Arena silícea		Arena triturada	
	%retenido	%pasa	%retenido	%pasa
3/8"	0	100	0	100
N° 4	0	100	8	92
N° 8	0	100	39	61
N° 16	2	98	68	32
N° 30	9	91	80	20
N° 50	43	57	86	14
N° 100	94	6	94	6

Tabla 3 Dosificacion de Hormigón Pobre

Dosificación H° de Pavimento			
Materiales	Peso(kg/m3)	Densidad	Volumen(m3)
Agua	180	1	0,18
Cemento CPC 40	180	3,06	0,059
Piedra 10-30	436	2,74	0,159
Piedra 6-20	655	2,74	0,239
Arena gruesa	702	2,7	0,26
Arena fina	273	2,65	0,103
A/C	1		

Tabla 4 Dosificacion de Hormigón H° 30

Dosificación H° de Pavimento			
Materiales	Peso(kg/m3)	Densidad	Volumen(m3)
Agua	160	1	0,16
Cemento CPC 40	360	3,06	0,118
Piedra 10-30	430	2,74	0,159
Piedra 6-20	655	2,74	0,239
Arena Triturada	624	2,7	0,231
Arena Silícea	244	2,65	0,092
Platificante	1,26	1,2	0,001
A/C	0,44		

Se confeccionaron probetas de hormigón cilíndricas de 30 x 15 cm que fueron sometidas a ensayo de compresión (IRAM 1546) para la corroboración del cumplimiento de resistencia característica del hormigón a 28 días, pertenecientes a la dosificación del H° 30.

Tabla 5 Resistencia a compresion H° 30. (IRAM 1546)

Resistencia a compresion a 28 dias	
Probeta	Carga (Mpa)
1	39,4
2	42,9
3	40,3



Figura4 Dosificación H° pobre y aplicación emulsión

### 3.2 Materiales Geosintéticos.

Los materiales geosintéticos seleccionados (Tabla 6), son una geogrilla, un geocompuesto, y un geotextil no tejido de 150g., ampliamente utilizados en obras viales, los cuales son caracterizados siguiendo la normativa IRAM de Argentina.

#### 3.2.1 Caracterización de los materiales.

Tabla 6 Materiales Geosintéticos empleados


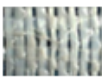

Material	Denominación	Tracción en sentido del rollo (IRAM 78012)	
		Carga (KN/m)	Deformación (mm)
	Geogrilla compuesta por filamentos en fibra de vidrio con un recubrimiento bituminoso, de malla cuadrada de 20x20 mm	44,58	2,52
	Geocompuesto conformado por un geotextil tejido en polipropileno adosado a una membrana asfáltica	34,93	26,88
	Geotextil no tejido compuesto por fibras en poliéster orientadas en forma aleatorias	14,7	62



Figura5 Colocación materiales geosintéticos



Figura 6 Viga refuerzo de Geotextil

### 2.3 Confección de los modelos.

Se confeccionan vigas de diferentes dimensiones (Figura 4 a 8), compuestas por una primera capa de hormigón pobre que simula la base deteriorada de un pavimento, sobre la cual se aplicó un riego de emulsión asfáltica modificada con polímero SBS a razón de 0,9 l/m<sup>2</sup>; se colocó el material geosintético (GTX, GR, GCCP) luego de que la emulsión corte y sobre esté se moldeó un hormigón H° 30 que simula la capa de rehabilitación. Las dimensiones de la viga son de 150 cm de largo, 19 cm de alto y 12 cm de ancho para las vigas grandes; 53 cm de largo, 15 cm de alto y 15 cm de ancho para las vigas chicas. Se variaron los espesores de las capas buscando analizar la mejor disposición del material geosintético dentro de la estructura.



Figura 7 Viga con refuerzo de Geocompuesto





Figura 8 Viga con refuerzo de Geogrilla



Figura 10 Viga sin refuerzo de fibras (BLANCO 4)

#### 4. Análisis de resultados y Conclusiones

Se obtuvieron los resultados de resistencia a flexión del software de ensayo del equipo Pilot 4 para las vigas pequeñas y mediante fleximetro en el pórtico de carga para las vigas grandes. Se conformó una tabla colocando los valores obtenidos para cada viga dependiendo el material utilizado, a la altura el cual fue colocado como refuerzo de viga, y las dimensiones de las respectivas vigas.

Tabla 7 Resistencia a flexión de las probetas con sus respectivas características.

PROBETA	MATERIAL	CARGA (Mpa)	ESPESOR base (cm)	ESPESOR refuerzo (cm)	DIMENSIONES (cm)
1	HSK PVA	2,6	5	10	53*15*15
2		2,8	5,5	9,5	
1	GR	3,43	5	10	53*15*15
2		2,6	5,5	9,5	
4		2,41	6	9	
5		1,48	7,5	7,5	
6		1,5	7,5	11,5	
7		2,09	7,5	11,5	150*19*12
1	GCCP	1,65	5	10	53*15*15
2		1,82	5,5	9,5	
4		1,23	6	9	
5		1,1	6,5	8,5	
1	FM PPA	1,48	5	10	53*15*15
2		1,32	6,5	8,5	
3		0,93	7,5	7,5	
1	BLANCO	3,3	5,5	9,5	53*15*15
2		3,1	6	9	
3		1,42	7,5	7,5	
MITAD 1		2,71	7,5	11,5	
MITAD 2		2,94	7,5	11,5	
4		0,285	7,5	11,5	150*19*12
5		0,5	7,5	11,5	
1	MONOLITICA	4,5	15		53*15*15
2		4,3			
3		4,4			
1	GTX	2,5	5,5	9,5	53*15*15



Figura 9 Viga con refuerzo de Geotextil (GTX) ensayada



Figura 11 Viga con refuerzo de Geogrilla (GR 6) ensayada



Figura 12 Viga con refuerzo de Geogrilla (GR) sección nuevamente ensayada

Se moldearon probetas monolíticas de 53 x 15 x 15 cm con un espesor total de 15cm, siendo una viga completamente compuesta por un hormigón H° 30. Dichas probetas alcanzaron valores de carga mayor a las vigas compuestas por una base de hormigón pobre y un refuerzo de hormigón H° 30. Esto se debe a la variación de capas, su respectiva adherencia, y al hecho de que al contar con capas de menor espesor a comparación de la monolítica, por lo tanto el módulo de resistencia de la sección varía, provocando que sea menos resistente a esfuerzos de flexión. De esta manera queda demostrado que una viga formada por varias capas de espesor delgado, colocadas simplemente apoyadas unas sobre otras, será menos resistente que una viga monolítica de igual altura total.

Para las vigas de menor dimensión que cuentan con cada una de las clases de geosintéticos, no se obtuvo en promedio una mejora en la capacidad de carga, sin embargo se comprobó que con un menor espesor de base se obtuvieron mejores resultados. Dado los datos registrados en base a los ensayos

realizados en las vigas de menor dimensión, la carga mínima registrada fue de 0,93 MPa por parte de una probeta de FM PPA con un espesor de base de 8,5 cm y un espesor de refuerzo de 6 cm, mientras que la carga máxima registrada fue de 3,43 MPa para una probeta de GR con un espesor de base 5 cm y un espesor de refuerzo de 10 cm, superando la máxima carga registrada para las vigas de control (3,3 MPa), lo cual podría sugerir una mejora en la capacidad de carga para este material en particular con las dimensiones indicadas.

Para el caso de las vigas de mayor dimensión, la carga mínima registrada fue de 0,285 MPa por parte de la probeta BLANCO 4 la cual no cuenta con ningún refuerzo de fibras, la misma tiene un espesor de base de 7,5 cm y un espesor de refuerzo de 11,5 cm. A su vez las secciones divididas pertenecientes a la probeta luego de su rotura, fueron ensayadas nuevamente al ensayo de flexión, siendo estas enunciadas como probetas MITAD 1 y MITAD 2 correspondiente al BLANCO 4, donde dichas secciones alcanzaron un valor de 2,71 y 2,94 MPa respectivamente, demostrando un aumento de resistencia debido a la variación de sección longitudinal ensayada.

La carga máxima registrada fue de 1,5 MPa por parte de la probeta GR 6 con un espesor de base de 7,5 cm y un espesor de refuerzo de 11,5 cm. También fue ensayada nuevamente una de sus secciones pertenecientes, enunciada como probeta GR 7 alcanzando un valor de carga de 2,09 MPa.

Se reconoce un aumento de resistencia a comparación con las probetas que no cuentan con fibras como refuerzo de viga.

En todas las vigas que contaban con refuerzo de fibras, se volvió a obtener carga una vez logrado la fisura del hormigón, siendo el geosintético el responsable y con valores variados dependiendo el material utilizado, pero con cargas similares a las de valor de rotura del hormigón.

En general se comprobó que todas las vigas obtuvieron un desvío de fisura de forma efectiva desde la capa base hacia la capa de refuerzo. Se prestó principal atención a las probetas GR, y GTX por aportar resultados que analizaremos a continuación.

Para las probetas con geogrilla, para ambos tipos de viga, se obtuvieron desvíos horizontales de la fisura dentro del tercio medio, no obstante las vigas de mayor dimensión presentaron un desvío horizontal menor a comparación con las de menor dimensión. Sin embargo al realizarse el ensayo nuevamente en una de las mitades pertenecientes a las probetas de 150 x 19 x 12 cm, se divisó un aumento en la desviación horizontal de la fisura, siendo esta de 45mm de la capa superior en el tercio más cercano a la fisura, la cual se produjo dentro del tercio medio.

Para la probeta con geotextil se obtuvo un desvío mínimo de la fisura desde el hormigón pobre a la capa de refuerzo dentro del tercio medio; donde la máxima carga registrada fue de 2,5 MPa.

Observando los resultados obtenidos en la Tabla 7, sobre vigas chicas, podemos considerar que dada la variación de espesores de las capas, se observa, para los diferentes casos que consideran un material geosintético, un aumento de resistencia a medida que el material se encuentra próximo a

la cara inferior de la viga, o sea, el material comienza a trabajar rápidamente al inicio de la fisura, cosiendo la misma. Lo mismo sucede para el caso de la probeta de referencia denominada BLANCO.

### Agradecimientos

Se agradece al LEMaC por la colaboración prestada para poder realizar este trabajo.

### Referencias/Bibliografía

- Delbono H.L “Grillas poliméricas en sistemas antireflejo de fisura considerando solicitaciones dinámicas”. Tesis doctoral. 194p. 2014
- Fava Carlos A. P., Innovaciones y Mejoras Tecnológicas en el Área de los Pavimentos de Hormigón, Trabajos Técnicos Primer Seminario Provia Urbano, Tomo I, Rosario, Argentina, 1998.
- Guidelines for Full-Depth Repair, TB002P, American Concrete Pavement Association, Skokie, Illinois, 1995.
- CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, INTI, Argentina, 2005.
- Ese Material Llamado Hormigón, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Buenos Aires, Argentina, 2012.
- Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México, 1990.
- Kosmatka Steven H., Kerkhoff Beatrix, Panarese William C., Tanesi, Jussara, Diseño y Control de Mezclas de Concreto, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, EE.UU., 2004.
- NCHRP Report 540, Guidelines for Early-Opening-to-Traffic Portland Cement Concrete for Pavement Rehabilitation, National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C,



# RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA

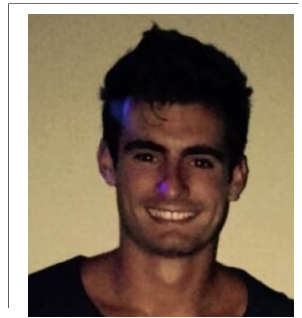
Becario: Matías Fregossi<sup>1</sup>; matifregossi22@gmail.com

Director: Enrique Fensel<sup>2</sup>; efensel@frlp.utn.edu.ar

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Tecnología de los Pavimentos Flexibles. **PID Asociado:** “Utilización de diferentes Polímeros como modificadores de Cementos Asfálticos y su incidencia en el desempeño de Mezclas Asfálticas Densas y Semidensas”.

Código: TVIFILP0004366TC.



## Resumen

Dentro de esta tesis de investigación el trabajo ha sido focalizado en la comparación de las resistencias valoradas a Tracción Indirecta de probetas Marshall y testigos extraídos sobre probetas moldeadas para el ensayo de Wheel Tracking Test (WTT). Como objetivo principal se ha planteado llevar a cabo este análisis teniendo en cuenta los distintos métodos de compactación que se utilizan en ambos tipos de probetas, y como influye esto en el valor de Tracción Indirecta alcanzado y a su vez, tratando de correlacionar estos valores de Tracción Indirecta con los obtenidos en el ensayo de WTT.

**Palabras clave:** Tracción, Densidad, Compactación, WTT.

## 1. Introducción

Las mezclas asfálticas cuando se encuentran en operación sufren un deterioro debido al paso de cargas y a los agentes climáticos. Por ello es necesario conocer los parámetros que caracterizan a las mezclas con las cuales trabajamos, para definir sus propiedades mecánicas y límites de fallas.

El ensayo ideal sería aquel que fuera capaz de inducir un estado tensional similar al que se produce en la realidad. Roque y Buttlar esquematizan en la figura 1, el estado de tensiones provocado por una carga simple en la estructura de un pavimento donde se distinguen cuatro casos:

Caso 1: Compresión triaxial en la superficie inmediata bajo la rueda.

Caso 2: Tracción longitudinal y transversal combinada con compresión vertical en la parte inferior de la capa bajo la rueda.

Caso 3: Tracción longitudinal o transversal en la superficie a una cierta distancia de la carga.

Caso 4: Compresión longitudinal o transversal en el fondo de la capa bituminosa a una cierta distancia de la carga

Existen ensayos que representan cada uno de estos estados tensionales, pero no hay ninguno que represente los cuatro a la vez. De todas maneras no es necesario representar los cuatro, ya que la experiencia determina que la zona más crítica de tensiones de tracción se produce en la fibra inferior de la capa asfáltica bajo la carga aplicada.

El ensayo de tracción indirecta reproduce el estado de tensión de tracción crítica en la fibra inferior de la capa asfáltica. Además se destaca por ser un método simple y representativo, que permite caracterizar las propiedades de la mezcla, imitando la respuesta de un pavimento flexible y evaluando la carga máxima que soporta la capa de mezcla asfáltica antes de romper por las tensiones de tracción

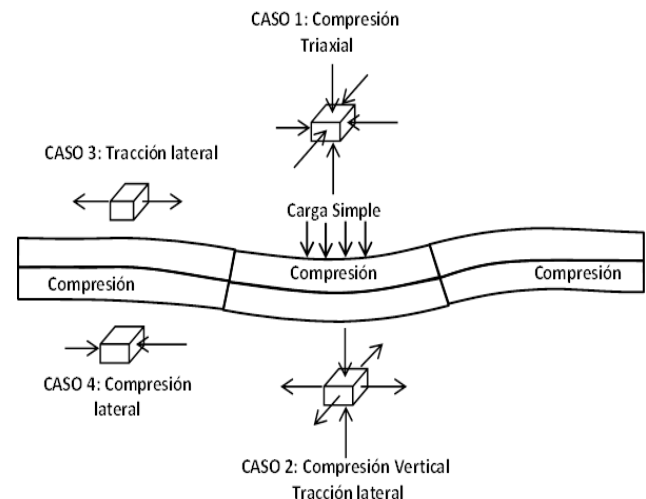


Figura 1. Esquema de Tensiones.

## 2. Normas

Existen diferentes normas, que recurren a valorar la tracción indirecta, utilizan este ensayo para evaluar otras características de la mezcla, como por ejemplo la sensibilidad al agua de una mezcla. Algunas de las normas existentes son: UNE-EN 12697-23/04 (Determinación de la resistencia a la tracción indirecta de probetas bituminosas), UNE EN 12697-12 (Determinación de la sensibilidad al agua de las probetas de mezcla bituminosa), NLT 346/90 (Resistencia a compresión diametral de mezclas asfálticas, “ensayo brasileño”), AASHTO T 283-89 (Resistencia al daño inducido por humedad de la mezcla bituminosa compactada para SuperPave), ASTM D4867 (Efecto de la Humedad en Mezclas Asfálticas para Pavimentación).

El trabajo realizado ha seguido los lineamientos indicados por la norma UNE-EN 12697-23/04.

## 2.1. Equipamiento y Acondicionamiento.

### 2.1.1. Aparatos de Ensayo

a) Prensa: Prensa de ensayo tipo Marshall, que tenga una capacidad mínima recomendada de 28 kN y que permita la aplicación de cargas sobre las probetas de ensayo a una velocidad de deformación constante de  $(50 \pm 2)$  mm/min, después de un período de tiempo transitorio inferior al 20% del tiempo de carga. La velocidad de deformación se debe mantener. Es importante tener que cuenta que para ensayos a baja temperatura ( $5^\circ\text{C}$ ), probablemente la prensa anterior nombrada no permita obtener una carga suficiente, y se necesite una prensa Marshall de 40 kN, u otros tipos más potentes. La utilizada en los ensayos de este trabajo es una prensa automática de

b) Bastidor de ensayo (figura 2): Bastidor de ensayo equipado con bandas de carga de acero templado, que dispongan de una superficie cóncava con un radio de curvatura que se corresponda con el radio nominal de la probeta. La anchura de la banda de carga es de  $12,7 \pm 0,2$  (mm) para probetas de diámetro  $100 \pm 3$  (mm)

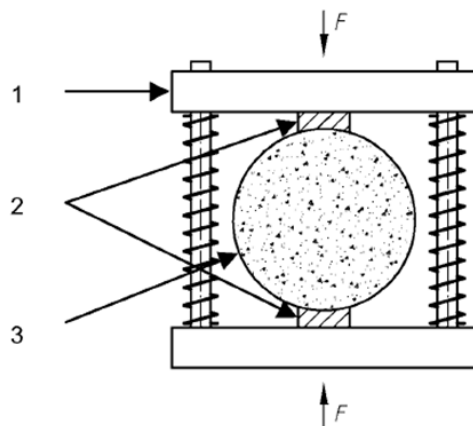


Figura 2. Bastidor

1. Bastidor.
2. Bandas de carga.
3. Probeta.

c) Aparato de medida: La prensa automática nos indica la carga registrada a través de un display, como así también la deformación vertical, proporcionada por dos LVDT.

### 2.1.2. Preparación de las probetas

Para cada muestra a ensayar, se deben tener al menos tres probetas. Deben ser visualmente examinadas para asegurar que son simétricas y la superficie curva es regular. Además deben ser medidas, tanto su altura como su diámetro, de acuerdo con la norma EN 12697-29.

### 2.1.3. Acondicionamiento térmico.

Para obtener una línea de rotura "correcta" a tracción indirecta, la norma recomienda una temperatura de ensayo de  $5^\circ\text{C}$ . Las probetas han sido almacenadas a dicha temperatura, en cámara de aire, por al menos dos horas.

## 2.2. Procedimiento de ensayo

Se toma la probeta acondicionada y se la coloca en el bastidor de ensayo. La máquina de ensayo debe estar situada

en un local cuya temperatura esté comprendida entre  $15^\circ\text{C}$  y  $25^\circ\text{C}$ . Se debe alinear la probeta sobre la banda de la cara inferior, de forma tal que la carga se pueda aplicar diametralmente. A continuación se inicia la compresión de forma continua y sin saltos bruscos, a velocidad de deformación constante hasta que se alcance la carga máxima. Se debe registrar la carga máxima  $P$ , y se continúa aplicando carga hasta que se produzca la rotura de la probeta. Se registra el tipo de rotura, figura 3, de acuerdo con las siguientes categorías:

a) Rotura limpia por tracción: la probeta se rompe de forma limpia a lo largo de una línea diametral, con la posible excepción de pequeñas secciones triangulares próximas a las bandas de carga.

b) Deformación: las probetas no presentan una línea de rotura claramente visible.

c) Combinación: las probetas presentan una línea de rotura limitada y áreas deformadas más grandes, próximas a las bandas de carga.

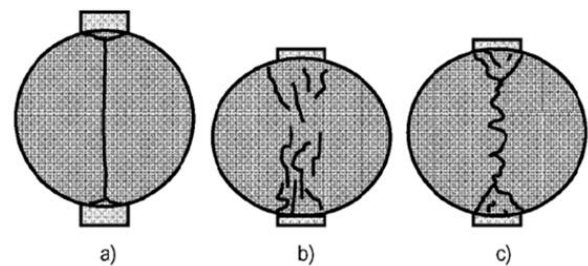


Figura 3. Tipos de rotura.

A continuación, se debe abrir la probeta por la línea de la rotura y se inspecciona visualmente el aspecto de las superficies con el objeto de detectar la posible presencia de áridos agrietados o rotos, y se anota si los áridos, especialmente en la superficie de rotura, están rotos o intactos.

El ensayo se debe terminar antes que hayan transcurrido 2 minutos después de sacar la probeta del medio de acondicionamiento.

Finalmente para cada probeta se calcula la resistencia a tracción indirecta ITS, a través de la siguiente fórmula:

$$ITS = (2 P) / (\pi D H) \quad (1)$$

y calculando después el valor medio de los valores obtenidos.

Donde:

ITS: resistencia a tracción indirecta, expresada en gigapascales, redondeada a tres cifras significativas.

$P$ : carga máx. en kN, redondeada a tres cifras significativas.

$D$ : diámetro de la probeta en mm, con un decimal.

$H$ : altura de la probeta en mm, con un decimal.

Los valores obtenidos se aceptan, si la diferencia de los valores a tracción indirecta obtenidos individualmente sobre las probetas (resultados parciales), no difieren más del 17% del valor medio.

### 3. Metodología

A lo largo de todo el período de trabajo, se han llevado a cabo varios pastones de mezcla asfáltica con un cemento asfáltico convencional CA-20, con los cuales se han moldeado probetas Marshall y probetas Wheel Tracking. Este cemento asfáltico se ha establecido como punto de partida, y como una base comparativa para las mezclas con asfaltos modificados.

En primera instancia, se realizaron pastones de prueba con un cemento asfáltico CA-20 modificado con un 8% de NFU (Polvo de Neumático Fuera de Uso). Una vez determinado el porcentaje óptimo de ligante a incorporar, a través de la metodología Marshall, se moldearon probetas de WTT (Wheel Tracking Test) y probetas Marshall.

Luego se procedió a la utilización de otro ligante modificado, en este caso denominado CA-20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU. El contenido de SBS, es de 2,0%, mientras que el contenido de NFU hace referencia a 1/3 del 8% utilizado en el cemento asfáltico empleado anteriormente (CA-20 +8% NFU), por lo que la cantidad utilizada de NFU es de 2,66%.

De la misma manera con este ligante, se realizaron pastones de prueba, para determinar su contenido óptimo en la mezcla. Una vez identificado, se moldearon probetas de WTT y Marshall.

Las probetas y testigos (extraídos de las probetas de WTT) para los ensayos de tracción indirecta se han acondicionado a  $5^{\circ}\text{C} \pm 2$  durante dos horas, y este se ha llevado a cabo en una prensa Marshall Automática.

Todos los pastones con asfaltos modificados fueron realizados con los mismos materiales y con la misma dosificación de áridos.

### 4. Característica de la mezcla asfáltica

El tipo de mezcla base utilizado es un CAC-D19, compuesta por un cemento asfáltico CA-20, y áridos de tipo granítico provenientes de una cantera ubicada en Olavarría, provincia de Buenos Aires. La curva granulométrica propuesta es la que se observa en la Figura 4, mientras que la dosificación utilizada es la que se observa en la Tabla 1, con una temperatura de mezclado de  $155^{\circ}\text{C}$  y de  $145^{\circ}\text{C}$  para la compactación.

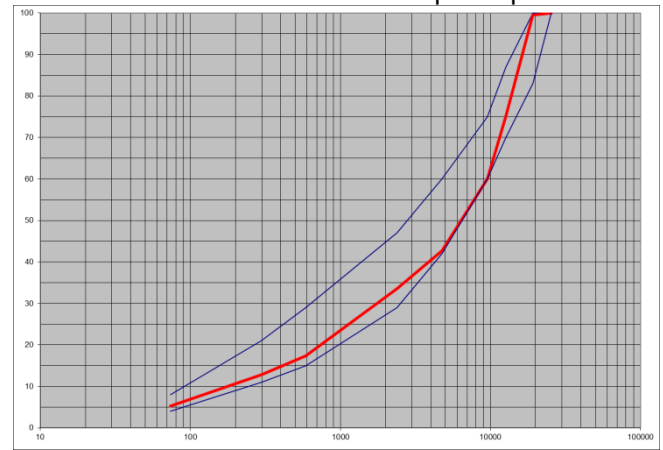


Figura 4. Curva granulométrica para mezcla con CA-20.

MATERIALES	DOSIFICACIÓN ARIDOS	DOSIFICACIÓN TOTAL
MATERIAL 1	6:20	50,00
MATERIAL 2	12:20	9,00
MATERIAL 3	0:6	40,00
MATERIAL 4	CAL	1,00
ASFALTO	CA-20	4,10
TOTALES EN %		100,00

Tabla 1. Dosificación CA-20.

La dosificación de áridos no fue modificada para las mezclas con los cementos asfálticos modificados, lo que si fue modificado es el contenido del ligante, ya que a través de la metodología Marshall se obtuvo el porcentaje óptimo del mismo (Figura 5, Tabla 2 y Tabla 3). La temperatura de mezclado fue de  $175^{\circ}\text{C}$  y la de compactación  $165^{\circ}\text{C}$ .

Tamiz	LIM INF	LIM SUP	Curva
1	100	100	100,00
3/4	83	100	99,56
1/2	70	87	75,11
3/8	60	75	60,00
4	42	60	42,71
8	29	47	33,56
30	15	29	17,35
50	11	21	12,86
200	4	8	5,26

Tamiz	LIM INF	LIM SUP	Curva
1	100	100	100,00
3/4	83	100	99,56
1/2	70	87	75,11
3/8	60	75	60,00
4	42	60	42,71
8	29	47	33,56
30	15	29	17,35
50	11	21	12,86
200	4	8	5,26

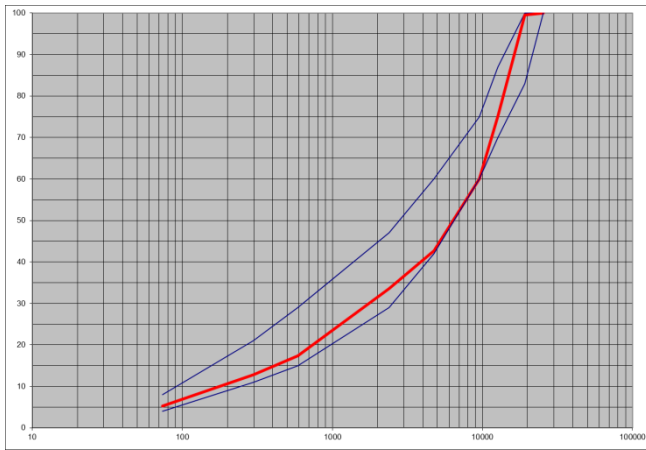


Figura 5. Curva granulométrica para mezcla con CA-20 + 8%NFU, y CA-20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU.

MATERIALES		DOSIFICACIÓN ARIDOS	DOSIFICACIÓN TOTAL
MATERIAL 1	6:20	50,00	47,85
MATERIAL 2	12:20	9,00	8,61
MATERIAL 3	0:6	40,00	38,28
MATERIAL 4	CAL	1,00	0,96
ASFALTO	CA-20 +8% NFU		4,30
TOTALES EN %		100,00	100,0

Tabla 2. Dosificación CA -20 + 8% NFU

MATERIALES		DOSIFICACIÓN ARIDOS	DOSIFICACIÓN TOTAL
MATERIAL 1	6:20	50,00	47,85
MATERIAL 2	12:20	9,00	8,61
MATERIAL 3	0:6	40,00	38,28
MATERIAL 4	CAL	1,00	0,96
ASFALTO	CA-20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU		4,30
TOTALES EN %		100,00	100,0

Tabla 3. Dosificación CA -20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU.

### 3.1. Compactación

Las probetas Marshall han sido compactadas con pisón normalizado, 75 golpes por cara, a 145°C para el CA-20, y a 165°C para el CA-20 + 8% NFU y CA-20 + 2/3SBS + 1/3 NFU. Las probetas de Wheel Tracking han sido compactadas con Roller Compact, 24 ciclos en una dirección.

Luego de las probetas cuadradas para Wheel Tracking se ha procedido a la extracción de testigos con la broca de 103,4 mm de diámetro, para el análisis y comparación con las probetas Marshall.

Debe prestarse especial atención, tanto para las probetas Marshall, como para las de Wheel Tracking, en la temperatura de compactación, ya que puede presentarse una importante reducción en la resistencia a tracción si disminuye la temperatura de compactación.

### 5. Cálculos

En la Tabla 3 se encuentran los promedios de los datos obtenidos con el cemento asfáltico CA-20, referido a las densidades y a los valores de la resistencia a tracción indirecta de las probetas y testigos, además de los valores hallados en el ensayo de WTT. En la Tabla 4 puede observarse un resumen de los datos promedios obtenidos con el CA-20 +8% NFU, mientras que en la Tabla 5 encontramos la misma información pero del CA-20+ 2/3 SBS + 1/3 NFU.

CA-20	Ensayo WTT			
	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	Resistencia a Trac. (kg/cm <sup>2</sup> )	WTS (mm/10 <sup>3</sup> ciclos)	PRD (%)
P° Marshall	2,456	43,14	-	-
Testigos	2,432	38,57	0,142	6,30

Tabla 3. Resumen de los datos obtenidos CA-20.

CA-20 + 8% NFU	Ensayo WTT				
	Densidad(gr/cm <sup>3</sup> )	Resistencia a Trac. (kg/cm <sup>2</sup> )	WTS (mm/10 <sup>3</sup> ciclos)	PRD (%)	
P° Marshall	2,443	25,75	-	-	Serie 1
Testigos	2,451	27,93	0,062	4,45	
P° Marshall	2,443	25,8	-	-	Serie 2
Testigos	2,434	28,7	0,074	4,65	

Tabla 4. Resumen de los datos obtenidos CA-20 + 8% NFU.

CA-20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU	Ensayo WTT				
	Densidad(gr/cm <sup>3</sup> )	Resistencia a Trac. (kg/cm <sup>2</sup> )	WTS (mm/10 <sup>3</sup> ciclos)	PRD (%)	
P° Marshall	2,447	34,09	-	-	Serie 3
Testigos	2,456	36,87	0,047	3,47	
P° Marshall	2,447	34,1	-	-	Serie 4
Testigos	2,444	34,0	0,041	3,95	

Tabla 5. Resumen de los datos obtenidos CA-20 + 2/3 SBS +1/3 NFU.

WTS: Pendiente Media de Ahuellamiento.  
PRD: Profundidad de Ahuellamiento Media Proporcional.

## 6. Resultados y Discusión

Comparando los resultados a tracción indirecta de las probetas Marshall se puede observar que las provenientes de la mezcla con el CA-20 obtienen un valor bastante elevado con respecto a las demás mezclas. Si tomamos como valor de referencia al obtenido con el CA-20, los valores provenientes del CA-20 + 8% NFU arrojan un valor 40% más bajo, mientras que los de CA-20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU un 21% por debajo del valor de comparación.

De la misma manera, si realizamos la comparación entre los testigos, los valores de la mezcla con CA-20 son superadores en resistencia a tracción. Nuevamente, tomando como referencia este valor superior, los provenientes del CA-20 + 8% NFU arrojan un valor 26,6% más bajo, mientras que los de CA-20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU un 8,1% por debajo del valor de comparación.

Esto nos indica que en ambos casos, los valores más altos de resistencia a tracción son los de las mezclas elaboradas con el CA-20, en segundo lugar se encuentra la mezcla conformada con el CA-20 + 2/3 SBS + 1/3 NFU, y en último lugar, con los valores más bajos, la que posee el ligante CA-20 + 8% NFU.

Dado que el origen de los testigos es el mismo que el de las probetas de WTT y tomando estrictamente los valores hallados en estos casos en la Tracción Indirecta y relacionándolo con la Pendiente Media de Ahuellamiento se puede decir que a valores mayores de Tracción Indirecta le corresponde una Pendiente Media de Ahuellamiento mayor en el ensayo de WTT, valor contrario al buscado. Este resultado no era de esperar. Si solo comparamos las mezclas con los cementos asfálticos modificados, sí se puede observar el comportamiento buscado, a mayores valores de resistencia a tracción indirecta el WTS disminuye.

Esta investigación continúa abierta, con el propósito de analizar nuevas mezclas con igual granulometría pero con distintos tipos de ligantes asfálticos, por lo que se espera que ampliando el universo de datos estadísticos, se pueda concluir con establecer relaciones ciertas entre los valores obtenidos mediante el ensayo de Tracción Indirecta y los obtenidos en los parámetros característicos del ensayo de Wheel Tracking Test.

## Referencias/Bibliografía

-Tesis Doctoral: Aseguramiento de la calidad de mezclas bituminosas mediante la aplicación del ensayo de tracción indirecta en el control de su ejecución. Autor: Adriana Haydee Martínez. Director: Félix Edmundo Pérez Jiménez. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC). Escola Tècnica Superior D'enginyers de Camins, Canals y Ports de Barcelona.

-Refine AASHTO T283 Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage for Superpave. Robert Y. Liang, Ph.D., P.E. for the Ohio Department of Transportation, Office of Research and Development and the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

-UNE-EN 12697-23/04 (Determinación de la resistencia a la tracción indirecta de probetas bituminosas)

-NLT 346/90 (Resistencia a compresión diametral de mezclas asfálticas, "ensayo brasileño")

-AASHTO T 283-89 (Resistencia al daño inducido por humedad de la mezcla bituminosa compactada para SuperPave)

-ASTM D4867 (Efecto de la Humedad en Mezclas Asfálticas para Pavimentación).





# ANALISIS DE SUSTRATOS PARA LA EVALUACION DE LAS PINTURAS DE DEMARCACION VIAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PULIMENTO ACELERADO DE ARIDOS

Becaria: Sabrina Torres<sup>1</sup>; sabri.bt18@gmail.com

Directora: Verónica Mechura<sup>2</sup>; veromechura@gmail.com

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Gestión y Diseño Vial. **PID Asociado:** “Valoración del desempeño de modelos de soluciones viales a nivel de calzada para la conducción segura bajo condición de escasa visibilidad por niebla”. Código: TVTUNLP0004302.



## Resumen

*Las marcas viales desarrollan un rol fundamental sobre los caminos, ya sean urbanos o rurales, ya que son las encargadas de brindar seguridad al conductor. Dichas marcas se suelen materializar combinando los materiales base que pueden ser pinturas, termoplásticos o plásticos en frío, con el agregado de microesferas premezcladas y sembradas. Los materiales base se diferencian según su modo de aplicación, por como impactan en el medio ambiente y en la salud de las personas y en cuanto a su durabilidad. Aunque es importante mencionar que en Argentina no se encontró un método que evalúe las condiciones en servicio de los diferentes productos utilizados. Por este motivo se busca evaluar el desgaste sufrido por el paso de los vehículos mediante la adaptación del ensayo de pulimento acelerado utilizado para áridos. Para adaptarlo se utilizan sustratos pintados con material base, sometidos a la acción de una rueda de goma maciza que gira sobre ellos y agua que corre por la interfaz de contacto acelerando el desgaste. Los productos más utilizados en nuestro país son los termoplásticos pero a nivel mundial existe una gran tendencia a las pinturas base acuosa debido a que son más compatibles con el medio ambiente. Por este motivo, este trabajo considera la evaluación de tres pinturas acrílicas base acuosa comparadas con una pintura acrílica base solvente donde se plantean las primeras experiencias con diversos sustratos y se obtienen conclusiones mediante la evaluación de la pérdida de peso de la pintura.*

**Palabras clave:** Señalización; ensayos; pinturas, abrasión, pulimento acelerado.

## 1. Introducción

Las marcas se pueden definir como un conjunto de líneas longitudinales y transversales, signos y símbolos en la superficie de la infraestructura de transporte. Representan una fracción de la señalización general del tránsito y no pueden ser reemplazados en la actualidad por otros medios.

Las marcas horizontales proveen de mayor seguridad al conductor, principalmente durante la noche y en condiciones climáticas desfavorables (lluvia, niebla). Debido a esto, toman un lugar fundamental en la señalización del tránsito, advirtiendo al usuario del camino sobre las condiciones del mismo y sus características de construcción (curvas, pasos a nivel, desvíos) y ayudan a determinar la posición lateral o transversal de otros vehículos.

Las marcas viales se pueden construir in situ mediante la aplicación directa sobre la calzada (sustrato) de un sistema de señalización vial horizontal constituido por un material base y materiales de post mezclado junto a las correspondientes instrucciones de aplicación. Los materiales base son las pinturas, termoplásticos y los plásticos en frío, de cuyas propiedades dependen los aspectos generales de comportamiento; en el caso de los materiales de post mezclado, estos son las microesferas de vidrio (relacionadas con las retroreflexión de las marcas viales), áridos antideslizantes (para aportar o regenerar, las propiedades antideslizantes de las marcas viales) y mezclas de los dos.

Como se mencionó existen distintos tipos de materiales base, difiriendo en sus maneras de colocación y sus características durante la vida útil. Nos centraremos en

evaluar el comportamiento de las pinturas, que se aplicaron por primera vez como línea central en 1911 en Michigan, EE.UU. La aplicación se realiza mediante pulverización simple y están compuestas por resina, pigmento y cargas, disolventes y numerosos aditivos. Existen dos tipos de pinturas, una de ellas es la de base solvente, que por sus emisiones de COV (Compuesto Orgánico Volátil) se están reemplazando por las de base acuosa. A modo explicativo se puede aclarar que una pintura está constituida de una parte volátil (solvente) y una parte no volátil (resina y pigmentos). De los cuales la materia no volátil está relacionada con un espesor de lámina seca, debido a que los solventes se evaporan en el secado, permaneciendo en el pavimento la parte no volátil de la pintura.

Las pinturas contemporáneas a base de solventes se basan en resinas acrílicas que se disuelven en solventes orgánicos como ésteres o cetonas. La baja tensión superficial de los disolventes les permite penetrar en las grietas de la calzada, lo que garantiza una buena adhesión de las pinturas a base de disolventes a las superficies del camino, incluso aquellas en mal estado. Después de la aplicación, la evaporación del solvente hace que el polímero se solidifique y, por lo tanto, la película se forma, como un fenómeno puramente físico. El solvente sirve solo para hacer que la pintura sea líquida y luego escapa a la atmósfera como VOC, que en una pintura típica para señalización vial con alto contenido de sólidos, alcanza los 400-500 g / l (~ 25%). La humedad no afecta realmente a las pinturas de base solvente y se ha visto que su

aplicación se detiene solo cuando comienza la llovizna, esta es su mayor ventaja.

Antes de comenzar con las pinturas base acuosa, se debe explicar una propiedad exclusiva de ellas: la resistencia al lavado. En estos casos, en general el tiempo que tarda en alcanzar resistencia al lavado es mayor al tiempo de secado y depende en gran medida del aglutinante, los aditivos utilizados y de las condiciones climáticas; esta propiedad es crítica cuando hay riesgo de lluvia. En condiciones normales de secado, no es necesario esperar a que la pintura alcance la resistencia al lavado para habilitar el tránsito. Las primeras pinturas viales de base acuosa sufrían un secado lento y tenían una resistencia muy lenta al lavado; luego se agregaron aglomerantes de fraguado rápido que condujeron a insertarla al mercado. El proceso genérico para prepararla es más complejo que para las pinturas base solvente ya que se incorpora una amina cuidadosamente seleccionada y un alto pH aseguran que la resina no precipite en un medio acuoso; tras la aplicación, se produce una caída del pH a medida que el amoníaco se evapora y el polímero se solidifica irreversiblemente. Por lo tanto, la pintura seca a base de agua no se puede volver a disolver en agua o incluso en la mayoría de los solventes orgánicos comunes. Este cambio fisicoquímico de estado es una de las diferencias más importantes con las pinturas de base solvente.

Las pinturas para señalización de carreteras a base de agua son reportadas como compatibles con una variedad de superficies, incluyendo materiales bituminosos y de hormigón

Al estudiar las normativas y especificaciones técnicas que establecen los requerimientos a cumplir por la señalización horizontal en nuestro país, se observa que la misma carece de evaluaciones que permitan conocer el comportamiento del recubrimiento en servicio. En las Norma IRAM, el ensayo de resistencia a la abrasión utiliza un equipo que evalúa el comportamiento de la película seca mediante la caída de un abrasivo; en las normativas europeas se plantean dos ensayos de abrasión según la naturaleza del material a ensayar y si contienen microesferas de vidrio premezcladas teniendo la opción de optar por el método de caída de un abrasivo o por el método Taber.

En este trabajo se busca evaluar el desgaste sufrido por el paso de los vehículos mediante la adaptación del ensayo de pulimento acelerado para áridos, como así también el tipo de material más útil y eficaz para el sustrato a emplear en dicho ensayo.

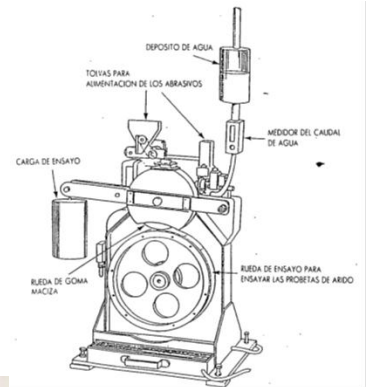
## 2. Materiales y métodos

El equipo empleado para generar el desgaste de las pinturas evaluadas es el denominado de Pulimento Acelerado, utilizado para caracterizar la calidad de los áridos en las capas de rodadura. En la Figura 1, se muestra el esquema del equipo según la norma NLT-174/93 "Pulimento acelerado de los áridos" y el disponible en el centro LEMaC. El mismo presenta un mecanismo denominado "rueda de ensayo", sobre cuya periferia lisa y plana se fijan 14 probetas para conformar una superficie continua de rodadura. Presenta un sistema para hacer girar la rueda de goma maciza de ensayo alrededor de su eje a una velocidad de 33 a 34 rad/s ( $320 \pm 5$  rpm). A su vez, existe un mecanismo que permite que la superficie de la rueda de goma apoye sobre las probetas de la rueda de ensayo con una carga total de  $725 \pm 10$  N. Se utiliza el dispositivo disponible para la alimentación del

agua durante el ensayo, que consiste en un recipiente cilíndrico transparente con boca ancha, provisto de una tapa sífónica. El recipiente va situado en un soporte superior y a una cierta altura, respecto al punto de entrada del agua en la zona de alimentación sobre la rueda de ensayo. El agua, desde el depósito, desemboca en un compartimento solidario con la rampa del abrasivo (no utilizado).

**Figura 1. Izq.:** Esquema Maquina de pulimento acelerado. [Fuente: Norma NLT174/93]; **Der.:** Equipo de pulimento del LEMaC.

Las probetas para este ensayo se conformaron mediante la materialización de un sustrato sobre el que se aplican las pinturas. Para



este ensayo inicialmente se hicieron diferentes pruebas con distintos productos para la generación del sustrato de las pinturas, utilizándose los moldes metálicos mecanizados disponibles en el LEMaC, Figura 2. Todas las probetas conformadas de esta forma, tienen la superficie curvada según el arco del círculo de 406 mm a lo largo de su dimensión mayor y en la dirección más corta tienen la superficie plana.



**Figura 2.** Moldes utilizados para el ensayo de Pulimento acelerado.

Para iniciar la experiencia se realizaron 12 (doce) sustratos donde se combinaron resinas epoxídicas en gel con arena (sustrato A) cuyo proceso se puede observar en la Figura 3.



**Figura 3.** Confección de las probetas con sustrato A.

También se realizaron 6 (seis) sustratos con fibra de vidrio, resina y catalizador (Sustrato S) que llevaron un proceso laborioso y de tiempo excesivo (Figura 4). En este caso, debido a que la superficie inferior presentó irregularidades, se colocaron resinas epoxídicas en gel para darle una terminación final.

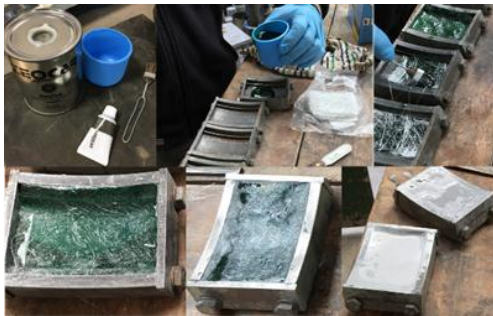


Figura 4. Confección de las probetas con sustrato S.

En última instancia, se realizaron 14 (catorce) sustratos con resinas epoxídicas en gel sin el agregado de otro material (denominadas MA) cuyo proceso se puede observar en la Figura 5.



Figura 5. Confección de las probetas con sustrato MA.

Para pintar los sustratos y evaluar el comportamiento se utilizaron pinturas acrílicas base acuosa y base solvente con las siguientes características:

**Pintura SLU:** Pintura con solventes de secado rápido, basada en resinas acrílicas especiales. Utilizada para demarcar calles, avenidas, rutas y autopistas. La pintura sin el agregado de microesferas, según las especificaciones técnicas del fabricante, presenta un contenido de no volátiles en volumen de 51% y una densidad de 1,44 g/cm<sup>3</sup>.

**Pintura ALU:** Pintura acrílica acuosa. Se utiliza para señalización de carreteras y otras aplicaciones especiales. No se encontró mayor información técnica del producto pudiendo solo deducirse de su ficha de seguridad que presenta una densidad de 1,70 g/cm<sup>3</sup>.

**Pintura AF01:** Pintura acrílica acuosa. Se utiliza para señalización en vías interurbanas. Según las especificaciones del fabricante presenta un contenido de sólidos de 80,5 % con una densidad relativa de 1,77 g/cm<sup>3</sup>.

**Pintura AF05:** Pintura acrílica acuosa. Se utiliza para señalización en vías interurbanas. Según las especificaciones del fabricante presenta un contenido de sólidos de 79,5 % con una densidad relativa de 1,73 g/cm<sup>3</sup>.

En todos los casos las pinturas fueron aplicadas con pincel, salvo las conformadas con el sustrato S cuya pintura se aplicó con spray simulando la colocación en obra. En la Tabla 1, se muestra la forma en que se conformaron los sistemas de ensayo, es decir, las combinaciones de sustratos

y pintura utilizados y la forma en que se curaron las probetas.

Tabla 1. Sistemas de ensayo y condiciones de curado

tipo	muestra	curado
ALU	MA2, MA3	6 días en estufa a 40°C
	A2, A3	60 días a temperatura y humedad ambiente
AF01	MA4, MA5, MA6, MA7	6 días en estufa a 40°C
AF05	MA8, MA9, MA10, MA11	6 días en estufa a 40°C
	A4, A5	60 días a temperatura y humedad ambiente
SLU	M12, M13, M14	6 días en estufa a 40°C
	S20, S21, S22, S23, S24, S25, S26	60 días a temperatura y humedad ambiente

Confeccionados los sustratos, como se mencionó anteriormente, se pesaron las probetas sin pintar (Pm). Una vez registrados los datos, se pintaron y se curaron en las condiciones indicadas en la Tabla 1. Previo al ensayo, se pesaron nuevamente las probetas y registró el peso de las mismas con la pintura (Pp1). Luego se colocaron las probetas en el equipo de pulimento acelerado, Figura 6, abriendo la válvula que permite que el agua caiga sobre las probetas. El ensayo se realizó por un periodo de 4 horas de ensayo.



Figura 6. Probetas en equipo de pulimento acelerado.

Finalizado el ensayo, se retiraron las probetas del equipo y se dejaron secar por 24 horas al aire, registrando el peso final (Ppf) y se tomaron las imágenes finales de las muestras.

Se calculó la pérdida de peso porcentual de cada una de las muestras según la ecuación 1, presentada a continuación:

$$PP = \frac{Ppf - Pp1}{(Pp1 - Pm)} \times 100 \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

Pm: Peso del sustrato.

Pp1: Peso del sustrato pintado antes de iniciar el ensayo.

Ppf: Peso del sustrato pintado luego del ensayo por 4 horas.

Para representar los datos de pérdida de peso porcentual de cada uno de los materiales se recurre a la estadística promediando los mismos; con el fin de justificar los datos se calculó la desviación estándar y el coeficiente de variación (C.V.). Su fórmula expresa la desviación estándar como porcentaje de la media aritmética, mostrando una mejor interpretación porcentual del grado de variabilidad que la desviación estándar.

$$CV(\%) = \frac{\text{Desvío estándar}}{\text{Pérdida promedio de peso}} * 100$$

En la bibliografía se indica que, cuando el coeficiente de variación supera el 20% se tomaría el promedio como un valor no representativo del conjunto de datos, indicando que podría existir “heterogeneidad”. En cambio, cuando el valor del C.V. es menor al 20% se podría decir que el promedio resulta representativo del conjunto de datos, teniendo así resultados “homogéneos”.

### 3. Resultados y Discusión

En cuanto a la evaluación de los sustratos, se destaca que del Sustrato A se generaron 14 probetas y sólo se pudieron utilizar 4 de ellas, debido a que resultaron frágiles y el resto se quebró durante el ensayo. En cambio, en el sustrato MA sólo una de ellas se partió y, en el caso, del sustrato S no sufrió deterioro durante el ensayo.

Por este motivo, se tomó como primera medida descartar los valores obtenidos de las probetas confeccionadas con el sustrato A. Por lo tanto, para las pinturas en base acuosa, solo quedaron sustratos realizados con el sustrato MA y para el caso de las pinturas base solvente quedaron los realizados con los sustratos MA y S.

En la Tabla 2 se evidencian los valores del peso promedio que perdió el conjunto de probetas de una misma pintura, el desvío estándar correspondiente y el coeficiente de Variación (%).

**Tabla 2.** Resultados de pérdida de peso promedio de las pinturas utilizadas

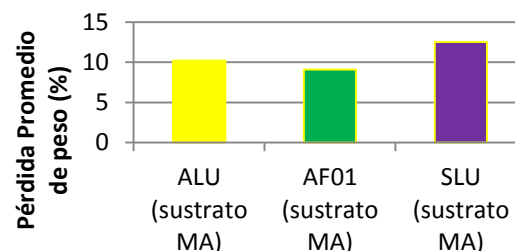
Pintura	Pérdida promedio de peso (%)	Desvío Estándar	Coficiente de Variación (%)
ALU (sustrato MA)	10,2	2,1	20,2
AF01 (sustrato MA)	9,1	1,5	16,7
AF05 (sustrato MA)	10,8	3,1	28,7
SLU (sustrato MA)	12,5	2,2	18
SLU (Sustrato S)	10,2	3,0	29,1

Es importante destacar que no se llegó a tener una muestra de tamaño considerable pero en la interpretación de los datos, se observa que, salvo en el caso de la Pintura AF05, el valor del coeficiente de variación se mantuvo dentro de los límites para el Sustrato MA.

Debido a que en el caso de la pintura base solvente con el sustrato S se obtuvo una dispersión en los resultados, se debería evaluar si es por el tipo de sustrato o por la forma de aplicación en este caso. De todas formas, debido a que el procedimiento para generar las probetas de este material fue

muy laborioso se elige como sustrato para el ensayo el Sustrato MA.

En cuanto al comportamiento de las pinturas, en la figura 7, se muestran los promedios de las que tuvieron un comportamiento “homogéneo”.



**Figura 7.** Pérdida Promedio de peso.

Según los valores que se plasmaron en la tabla se puede ver que las pinturas en base acuosa se encuentran con una pérdida promedio de peso menor que las de pintura en base solvente, y que dentro de las acuosas la de mejor comportamiento es la AF01. Pero no se debe dejar de lado que estas últimas tienen el mayor contenido de sólidos que las demás.

### 4. Conclusiones

En base a lo analizado se resalta que el sustrato que mejor comportamiento tuvo es el MA conformado con resinas epoxídicas en gel ya que no resulta laboriosa su materialización y se obtuvieron resultados homogéneos en tres de las cuatro pinturas ensayadas. En las primeras experiencias con este sustrato, se observó un mejor comportamiento de las pinturas base acuosa comparadas con las base solvente.

Para análisis posteriores, es importante respetar las condiciones de curado de las probetas y determinar un mecanismo de aplicación de la pintura para lograr una distribución homogénea y en igual cantidad para todas las muestras.

### Agradecimientos

Se agradece la colaboración para realizar esta tesis a todos los integrantes del LEMaC.

### Referencias/Bibliografía

- [1] D. Babić, T.E. Burghardt, D. Babić. (2015). Application and characteristics of waterborne road marking paint. International Journal for Traffic and Transport Engineering, 5(2), 150-169.
- [2] MINISTERIO DE FOMENTO, “Guía para el proyecto y ejecución de obras de señalización horizontal”, 1 ed., España, Centro de Publicaciones Secretaria general Técnica Ministerio de Fomento, 2012.
- [3] Norma IRAM 1221/18 “Pintura reflectante para demarcación de pavimentos”.
- [4] Norma NLT-174/93 “Pulimento acelerado de los áridos”.

# ELEMENTOS DE DEMARCACIÓN HORIZONTAL ECOLÓGICOS CON NEUMÁTICO RECICLADO PARA LA ECONOMÍA SOCIAL

Becarios/as: Delfina Borgogno<sup>1</sup>; Adriana Noemi Huespe Mercado<sup>2</sup>; Aldana Orellana<sup>3</sup>; Nehuen Ortega<sup>4</sup>.

Director: Gerardo Botasso<sup>4</sup>; gbotasso@frlp.utn.edu.ar

<sup>1,2,3,4</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Tecnología de los pavimentos flexibles **PID Asociado:** “Utilización de diferentes polímeros como modificadores de cementos asfálticos y su incidencia en el desempeño de mezclas asfálticas densas y semidensas”. Código: IFI4366TC.



## Resumen

*La masiva fabricación de neumáticos y las dificultades para hacerlos desaparecer una vez usados, constituye uno de los más graves problemas medioambientales de los últimos años en todo el mundo. Un neumático necesita grandes cantidades de energía para ser fabricado y también provoca, si no es convenientemente reciclado, contaminación ambiental al formar parte, generalmente, de vertederos incontrolados.*

*Dentro de las investigaciones realizadas en el LEMaC, se ha explorado la factibilidad de utilización de NFU en diferentes alternativas tecnológicas, en donde no solamente se valore como una posibilidad de deposición del producto, sino la búsqueda de que se produzcan beneficios en el desempeño físico, mecánico, durabilidad y reología de los nuevos elementos.*

*En este contexto se propone utilizar reciclado de NFU en la fabricación de tachas de demarcación vial, en donde las premisas sean generar un elemento durable, resistente, con un proceso de elaboración de baja complejidad tecnológica, a fin de que pueda ser incluido como alternativa en sistemas productivos de la economía social.*

**Palabras clave:** Neumático, Aglomerante, Resina, NFU, Tacha.

## 1. Introducción

La masiva fabricación de neumáticos y las dificultades para hacerlos desaparecer una vez usados, constituye uno de los más graves problemas medioambientales de los últimos años en todo el mundo. Para eliminar estos residuos se usa con frecuencia la quema directa que provoca graves problemas medioambientales produciendo emisiones de gases que contienen partículas nocivas para el entorno; aunque no es menos problemático el almacenamiento, ya que generan inconvenientes de estabilidad por la degradación química parcial que éstos sufren, produciendo situaciones de inseguridad en los posibles vertederos.

Un neumático necesita gran cantidad de energía para ser fabricado y también provoca, si no es convenientemente reciclado, contaminación ambiental al formar parte, generalmente de depósitos sin control en suelos de diferentes sectores urbanos que luego son irrecuperables.

El grupo de becarios que en el año 2017 trabajó con la inclusión de neumáticos fuera de uso (NFU), introducidos en mezclas asfálticas en frío (1), se propone en el año 2018, realizar el diseño de tachas para demarcación vial, con la incorporación de NFU aglomerados con algún tipo de resina que permita a la pieza ser estable a la temperatura media del pavimento y a la acción del tránsito. Esta opción surge frente a la observación de los elevados costos de los elementos de seguridad vial y a que los procesos de elaboración resultan, en muchos casos, lejanos a la mano de obra local, siendo una necesidad real en los municipios.

Se comenzó a trabajar con información bibliográfica relacionada con los tipos de resina posibles a utilizar y su acción aglomerante con el polvo de NFU, considerando que este tipo de caucho es vulcanizado, buscando que desarrollen fuerzas aglomerantes sin tratamiento térmico adicional,

utilizando moldes y tecnologías de moldeo de fácil disponibilidad para los sistemas productivos de la economía social.

## 2. Materiales

Para el diseño de las tachas de demarcación horizontal, se utilizaron esencialmente dos tipos de materiales:

- NFU proveniente de la empresa Molicaucho S.A. ubicada en el partido de La Tablada, provincia de Buenos Aires (2).
- Resina aglomerante del tipo poliuretánica procedente de la empresa RECSA, ubicada en el Tigre, provincia de Buenos Aires (3).

### 2.1 Caucho de NFU

El caucho utilizado se consideró en dos granulometrías, una más gruesa denominada M1 y otra muy fina, denominada polvo de NFU que actuaría como relleno de los huecos dejados por la anterior. La descripción y caracterización del caucho triturado de NFU, ha sido presentada en el desarrollo de tesis de becarios del 2017 (1) y en la tesis doctoral del director de este trabajo (4).

La granulometría realizada a la fracción más gruesa que se ha utilizado en la experiencia se describe en la tabla 1:

**Tabla 1.** Granulometría M1

Tamiz	% Pasa
10	100,0
30	11,1
40	6,0
50	5,2
80	4,0
100	3,6
200	2,4



**Imagen 1.** Vista M1

La fracción de NFU con designación “Polvo” pasa malla N° 25 de ASTM, cuya función es rellenar los huecos dejados por la granulometría de la fracción M1, presenta la siguiente granulometría, vista en la tabla 2:

**Tabla 2.** Granulometría Polvo

Tamiz	% Pasa
10	100
30	84,9
40	58,2
50	46,5
80	16,0
100	10,9
200	0,9



**Imagen 2.** Vista Polvo NFU

## 2.2 Resina

De la bibliografía consultada se llegó a la conclusión que existen distintos tipos de resinas que pueden utilizarse para procesos de aglomeración. Por su afinidad con el sustrato a aglomerar, los NFU triturados, se decide incursionar en el uso de las resinas poliuretánicas.

Las mismas se obtienen en base a un proceso de condensación entre dos monómeros complementarios, o estableciendo enlaces entre uretanos y poliésteres. Se pueden lograr tres tipos distintos de resinas: rígidas, muy duras, lustrosas, indicadas para recubrimientos que deban presentar una elevada resistencia a los disolventes; las blandas y elásticas, en forma de cauchos resistentes a la abrasión; y la espuma que puede ser flexible o rígida (5).

Las resinas de poliuretano tienen una amplia variedad de usos, tanto en bienes de consumo como con propósitos industriales. En bienes de consumo, estas resinas se hallan en tintas, pinturas, compuestos para modelado, compuestos adhesivos, barnices y otras capas protectoras. Se pueden producir en formas variadas, incluyendo formas duras, brillantes, coberturas resistentes a los solventes o a la abrasión y gomas resistentes a los solventes, como también fibras y espumas flexibles o rígidas. La versatilidad de las resinas de poliuretano se refleja en el hecho de que los usos actuales de este material incluyen entre otros, pisos, coberturas para tablas de surf, papeles, joyas, tableros para circuitos, etc. La resina de poliuretano se usa como componente de la película de pinturas usadas para preparar la superficie de acero de los cuerpos de automóviles (6).

Éstas se pueden dividir a su vez en dos tipos, basándose en las propiedades de sus compuestos líquidos: isocitanos y polioles. En los Estados Unidos, las resinas de isocitanos se refieren como “resinas A” o “iso”. La mezcla de polioles, que incluyen hidroxilos y otros aditivos, se conoce como “resinas B” o “poli”.

La mayoría de las resinas de poliuretano se producen a través de una reacción entre un polialcohol y un disocianato. Para alcanzar su forma final, se debe añadir calor o un catalizador. Una vez que se catalizó la reacción, la resina alcanza su forma final. Esta no es reversible, incluso si se usa calor. El compuesto de isocianato contiene nitrógeno, carbono y oxígeno. La exposición del compuesto al hidroxilo, que contiene hidrógeno, produce una reacción. La asociación de estos dos compuestos produce una cadena de uretanos.

La química del poliuretano es versátil, permitiendo la ingeniería de productos especiales. Las resinas de poliuretano son notables por su durabilidad y resistencia a aceites y grasas. Además de tener una excelente resistencia a la abrasión y tracción, estas resinas pueden unir estructuras, formando uniones adhesivas resistentes a los impactos, que solidifican rápidamente y se pueden adherir a distintas superficies, incluyendo el hormigón y el propio caucho de NFU.

En este caso se ha utilizado resina poliuretánica AG 50, de la empresa RECSA (3). Las propiedades físicas se pueden observar en la siguiente tabla:

**Tabla 3.** Propiedades

Propiedades físicas	
Sólidos no volátiles	100%
Viscosidad a 25°C (cps)	2.000 a 7.000
Densidad a 25°C (gr/cm <sup>3</sup> )	1.00 – 1.20
%NCO (isocianato)	8 - 10

Nota: en el SI 1 centipoise = 10<sup>-3</sup> Pa · s<sup>2</sup>

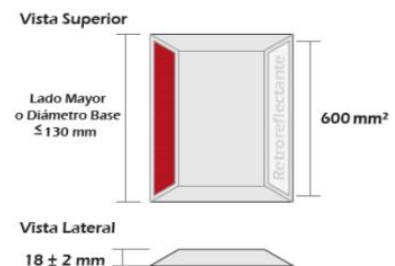
## 3 Metodología

### 3.1 Elección del tipo de tacha

Se realizó un relevamiento de piezas de demarcación vial existentes en Normas nacionales e internacionales observando su geometría, ergonomía y detalles de fijación.

Este análisis jerarquizó la selección de aquellos diseños en los cuales se vislumbrara su simpleza a la hora de generar las matrices de moldeo, el sistema de fabricación y las dimensiones acordes a los materiales que se ha pensado aglomerar, considerando la premisa de la economía social.

Es así que se decidió trabajar con tachas de demarcación horizontal siguiendo el “Manual de dispositivos de control de tránsito automotor para calles y carreteras” del Ministerio de Transporte y Comunicación de Perú (7), dejando lugar a un futuro avance de la investigación en otras morfologías que permitan dar más utilidad, tales como bases de conos viales (tipo utilitario +/- 50 cm.) y tachas planas, topes de estacionamientos, entre otros. En el apartado marcas elevadas en el pavimento, delineadores de piso, tachas retrorreflectivas, se encuentra el detalle que se muestra en el esquema 1.



**Esquema 1.** Característica de la tacha

proporciones finales utilizadas se expresan en la tabla 4:

### 3.2 Sistema de moldeo y dosificación.

Se describe a continuación el proceso de moldeo que ha surgido de diferentes experiencias preliminares.

Proceso de moldeo: En primer lugar se extendió una fina capa de desmoldante, con el objeto de que no se produjera una adherencia de la pieza al molde. Dentro de los desmoldantes neutros para la pieza moldeada se encuentran:

- Vaselina con kerosene.
- Cera para pisos.
- Jabón blanco.

Este último menos efectivo que los anteriores.

Se prepara la mezcla con las dosificaciones deseadas, las cuales han surgido por tanteos preliminares.

- En primer lugar se ha incorporado el caucho en las proporciones indicadas en la tabla 5.
- En segundo lugar la resina, en las proporciones indicadas en la tabla 5.
- Se procede al mezclado el cual puede realizarse en forma manual, con una espátula, o en forma mecánica con una máquina de mezclado.
- Una vez que todos los gránulos de caucho fueron recubiertos por la resina (se observa que el caucho queda brillante) y se vuelcan al molde diseñado previamente.
- Finalmente se coloca en una prensa de compresión hasta lograr la presión deseada. Ésta debe mantenerse por 24 horas. Este tiempo es el recomendado por el fabricante para el fragüe de la resina (no es recomendable que se deje más de 24 hs, ya que la resina se adhiere al molde y es muy difícil el desmolde).
- Se procede luego a desmoldar y limpiar el molde con una estopa por si puede quedar resto de desmoldante.

Se realizaron diferentes tipos de mezclas (variando la proporción de resina dejando constante las granulometrías) con la finalidad de encontrar la dosis apropiada para los diseños que se han ideado en el plan de trabajo.

En primera instancia el criterio de selección de las proporciones se basó en las máximas densidades logradas con la presión posible de aplicar y el tiempo de curado.

Luego se procedió a diseñar algunos ensayos que fueran representativos de la resistencia mecánica de la pieza diseñada, resistencia a la abrasión.

#### Moldeo de la pieza circular

Se tomó la decisión de realizar el primer moldeo de prueba con un molde circular, las dimensiones de la tacha final "B". La forma seleccionada responde al criterio esencial de que resulta ser la geometría donde la distribución de tensiones de compactación resulta ser más uniformemente distribuida. La geometría de la pieza es la siguiente:

Diámetro: 14,94 cm.  
Espesor: 1,00 cm.  
Área media: 175.21 cm<sup>2</sup>.



**Imagen 3. Tacha B**

Las

**Tabla 4.** Proporciones tacha "B"

Tacha "B"	
Granulometría	M1
Cantidad de M1	180 gr
Cantidad de Resina	22 gr
Resina en (%) total	11
Presión de moldeo	10 kg/cm <sup>2</sup>
Densidad	1,13 g/cm <sup>3</sup>

En este caso sólo se ha utilizado la muestra gruesa M1. Éste moldeo preliminar ha permitido valorar la cantidad de resina que visualmente parece generar las condiciones de recubrimiento y aglomeración óptimas, al igual que la presión ejercida en el proceso de compactación, la cual se ve como la máxima posible, al igual que la densidad obtenida, parece ser superior a lo que la bibliografía muestra para este tipo de piezas. Los resultados volcados resultan ser la síntesis del proceso de varias pruebas desarrolladas.

#### Moldeo de la pieza tronco piramidal

Se realizaron las primeras experiencias sobre el moldeo circular al solo efecto de observar la respuesta del proceso, se pasa a elaborar el modelo seleccionado.

A partir de aquí y en base a las dimensiones expresadas en el esquema 1, se decide dar las siguientes dimensiones a la pieza.

Base de contacto con la superficie de la calzada:

13,75 cm x 12,75 cm

Dimensiones de la parte superior:

6.96 cm x 6.96 cm

Altura:

2,00 cm

El molde se confeccionó en chapa plegada con sistema de compactación de hormigón como se puede observar en la imagen 4:



**Imagen 4.** Molde, pistón y cubre pistón

Se planifica proceder a realizar una mezcla de NFU de granulometría M1 combinada con el Polvo de NFU:

- En todos los casos el peso total de materiales a colocar en cada tacha fue de 275 gr. Con el fin de llegar a la densidad considerada como óptima.
- La variación del polvo/M1 se hizo considerando el siguiente criterio: mantener un 10% de polvo de NFU sobre peso de total de caucho (M1+Polvo)
- El contenido de resina de cada moldeo fue de 8, 10, 12 y 14 %.
- Se informa en la tabla 5 los valores de dosificación total (M1+polvo+resina).
- También los valores de la tensión aplicada y las densidades obtenidas.



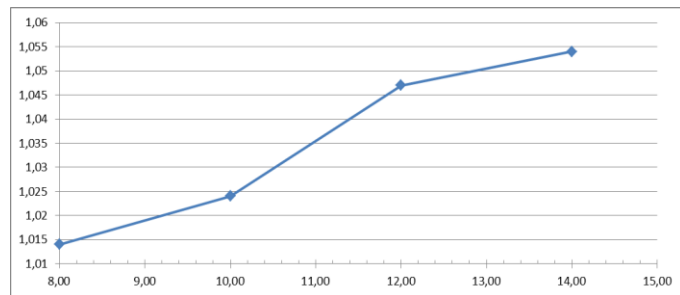
**Tabla 5.** Moldeo de diferentes dosificaciones

Moldeo	polvo (gr)	M1 (gr)	resina (gr)	fuerza aplicada Kg/cm2	Densidad Gr/cm3
1°moldeo	24.2	217.8	33	8	1.047
	8.8 %	79.2 %	12 %		
2°moldeo	23.65	212.85	38.5	8	1.054
	8.6 %	77.4 %	14 %		
3° moldeo	24,75	222,75	27,5	8	1.024
	9.0%	81.0%	10%		
4° moldeo	25,3	227,7	22	8	1.014
	9.2 %	82.8 %	8 %		

Se muestra a continuación la colocación del pastón en el molde y el proceso de compactación con la prensa respectiva.



**Imagen 5.** Moldeo y compactación



**Gráfico 1.** Variación de la densidad (gr/cm<sup>3</sup>) vs % de resina

En el gráfico 1 y en la Tabla 5 se pueden observar la variación de la densidad de las tachas en función de su composición, con la variación del contenido de resina en la mezcla bajo una presión uniforme de 8 Kg/cm<sup>2</sup>.

En las imágenes 6 a 9 se pueden observar vistas generales de las tachas realizadas con porcentaje creciente de resina



**Imagen 6.** Tacha Moldeo 1 (12% de resina)



**Imagen 7.** Tacha moldeo 2 (14 % de resina)



**Imagen 8.** Tacha moldeo 3 (10% de resina)



**Imagen 9.** Tacha moldeo 4 (8% de resina)

### 3.3 Medición de la resistencia a la abrasión.

Una de las solicitaciones a las que se encuentra sometida este tipo de piezas es a la abrasión del tránsito. Por esta razón y en base a la disponibilidad de equipamiento en el LEMaC, se decide utilizar el equipo de WTAT (Wet Track Abrasion Tester), ensayo utilizado para determinar la resistencia al desgaste por abrasión en vía húmeda de las lechadas bituminosas, utilizadas en construcción de carreteras. Durante el transcurso del año 2018 el mismo instrumental ha sido de utilidad para valorar la abrasión de baldosas elaboradas con NFU, con resultados satisfactorios en cuanto a la efectividad del instrumental para estos fines (8).

En forma resumida la operatoria consistió en sumergir en agua las tachas elaboradas con los porcentajes de resina especificados en la tabla 5, a una temperatura de 25°C durante un tiempo de 1 hora, para luego someterlo a la abrasión bajo agua, en una maquina Hubbard, la cual desarrolla un movimiento rototraslatorio con un cabezal en el cual se fija una manguera de goma normalizada (ISSA TB 100). Imagen 10.



**Imagen 10.** Ensayo de WTAT

Una vez terminado en ensayo se procede a retirar el espécimen desgastado, lavándolo hasta que el mismo quede libre de partículas sueltas, se seca a 60°C y se lo pesa.

La pérdida de peso se expresa en gramos perdidos, o en gramos perdidos por unidad de área ( $\text{gr}/\text{m}^2$ ).

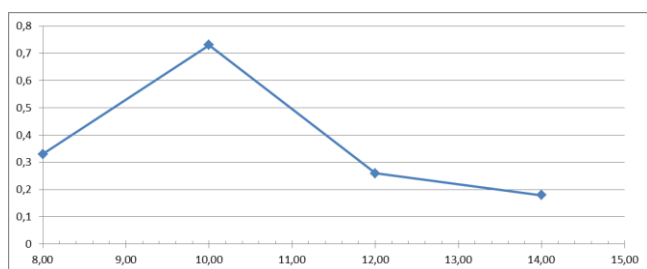
Para este caso de estudio se han secado las tachas en estufa de  $100^\circ\text{C}$ , hasta obtener el peso constante en cada una de las muestras, se deja en remojo durante 1 hora y luego se somete a desgaste durante 5 minutos. Se lava hasta que quede sin restos de material desprendido, y se vuelve a secar en estufa y se procede a pesarlo.

Luego el desgaste se saca de la diferencia de peso inicial y final y se calcula la pérdida porcentual según se expresa en la tabla 6.

**Tabla 6.** Pérdida ensayo WTAT

Tachas	Resina %	Peso inicial Gr	Peso final gr	Pérdida gr	Pérdida %
M1	12	272.6	271.9	0.7	0.26
M2	14	274.7	274.2	0.5	0.18
M3	10	275.5	273.5	2	0.72
M4	8	268.1	267.2	0.9	0.33

En el gráfico 2 se puede observar la evolución de las pérdidas de material de la tacha por la acción de la abrasión de la manguera de goma Parker en su movimiento rototraslatorio. Más allá del valor registrado con el 10 % de resina el cual, debiera repetirse para confirmar la tendencia, se puede decir que al incrementar el contenido de resina, manteniendo el porcentaje de polvo de NFU en un 10% con respecto al M1+Polvo, las pérdidas de material debidas a la acción de la abrasión disminuyen.



**Gráfico 2.** Pérdida (%) vs Resina (%)

Extrayendo del análisis al valor arrojado en el 10% de resina, se puede decir que por cada un 2% de variación en el contenido de resina, se generan pérdidas crecientes, aún con mayor pendiente entre el 12 y 14% de resina.

### 3.4 Características generales de las tachas utilizadas en Argentina

Las tachas pueden ser de diferentes formas, colores y de distintas formas de fijación. Entre las principales variaciones de tipologías se pueden citar:

Diferentes colores:

- Blancas, rojas y/o amarillas.

Diferentes formas:

- Circulares, trapezoidal.

Diferente acabado:

- Fosforescente, reflectivas o solares.

Diferente espesor:

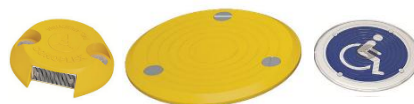
- Reductoras o planas

Diferente textura:

- Lisas o grabadas con información

Diferentes formas de fijación:

- Pegadas al pavimento, Atornilladas al pavimento



**Imagen 11.** Variaciones en las tipologías de las tachas

Los principales comercializadores de tachas y otros dispositivos de seguridad vial en argentina son:

- 3M  
[https://www.bmargentina.com/bmp/ver\\_item.php?codigo=TVR-3M](https://www.bmargentina.com/bmp/ver_item.php?codigo=TVR-3M) (13/05/19)
- Conoflex Argentina [www.conoflex.com.ar](http://www.conoflex.com.ar) (13/05/19)
- 4 cerebros [www.cuatrocerebros.com.ar](http://www.cuatrocerebros.com.ar) (13/05/19)

Las dimensiones y la variedad de piezas que existen en el mercado se pueden consultar en las respectivas páginas web citadas.

#### 3.4.1 Color

En relación al color se han explorado tres formas de asignar color a la mezcla de caucho con resina poliuretánica:

- Hidróxido de hierro:  $\text{FeO}(\text{OH})_3$ , comúnmente denominado ferrite de color amarillo.



**Imagen 12.** Mezcla de M1 y polvo de NFU con ferrite.

En este caso se hizo la mezcla del pigmento con caucho M1 en estado seco y luego se le agregó la resina de RECSA AG50.

- Con hidróxido de hierro y resina bi-componente: Al caucho se le agregó el pigmento  $\text{FeO}(\text{OH})_3$  y se procedió a mezclar hasta observar que fuera una mezcla homogénea, luego se agregó el Componente A, se mezcló y por último se le agregó el Componente B. Ésta resina poliuretánica es del tipo bicomponente, RC 51 Componente A y Componente B, especialmente diseñada para revestir gránulos de distintos tipos de caucho molido. Puede utilizarse por un lado para encapsular la partícula y reducir así la toxicidad del recuperado, o en conjunto con diversos tipos de pigmentos (grado uretano) para obtener una protección extra contra la degradación ambiental. Se destaca su excelente resistencia y durabilidad, no destiñe y está libre de solventes.

En esta condición la resina bi componente RC51 permite que el caucho sea revestido por el hidróxido de hierro y que el mismo quede adherido a las partículas del NFU. Luego recién se pasa a colocar la resina poliuretánica AG50, para que aglomere el sistema disperso.



**Imagen 13.** Mezcla de NFU con hidróxido de hierro y resina bi componente

- **Con dióxido de titanio:** Para lograr una base clara, se utilizó dióxido de titanio, mezclándolo en “seco” con los gránulos de caucho. La función de éste fue la de aclarar las partículas de NFU para que luego el hidróxido de hierro tuviera menos inconvenientes en recubrir las piezas.



**Imagen 14.** Premezcla con dióxido de titanio

- **Con pinturas:** Se experimentó aplicándola en la superficie de las probetas con pinturas distintas entre las que se encuentran:
  - ✓ “Sumacril tráfico Williams”, es una pintura destinada a la demarcación de pavimentos en general. Es un producto de fácil aplicación, excelente resistencia a la abrasión y de un rápido secado, permitiendo la liberación del área pintada en un corto período de tiempo. Presenta una buena flexibilidad y perfecta adherencia sobre concreto o asfalto. Su base es al agua. Caso a.
  - ✓ “Sumacril demarcación vial Williams”. Es una pintura de calidad premium, acrílica modificada base agua para la demarcación vial. Tiene excelente resistencia química y a la suciedad previendo una adherencia excepcional a las superficies de concreto y asfalto. Es la solución perfecta para la demarcación de estacionamientos y para renovar los carriles de tráfico. El revestimiento se puede transformar en pintura reflectante adicionando perlas de vidrio mientras la pintura está todavía fresca. Caso b. ([www.sherwin.com.ar](http://www.sherwin.com.ar)).

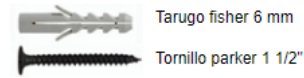


**Imagen 15.** Caso a y caso b

### 3.4.2. Fijación al pavimento

Las tachas pueden fijarse al pavimento de tres formas:

- Con tornillos y tarugos.
- Con pegamento asfáltico.
- Con pegamento epoxídico.



**Imagen 16.** Tarugos

El pegamento asfáltico está compuesto por asfalto modificado, el cual debe ser fluidificado con un equipo especial de calentamiento como se puede observar en la imagen 17.



**Imagen 17.** Pegamento asfáltico

En cuanto al pegamento epoxídico, uno de sus elementos básicos es el poliepóxido, un bisfemol A que ayuda a proporcionar una parte de la eficiencia adherente del pegamento. El epiclorohidrin es otro elemento clave que proporciona a la sustancia una capa dura resistente a la humedad y al calor y al frío extremo. La combinación del revestimiento duro y de los fuertes agentes adhesivos hace que este pegamento sea la opción ideal en materiales que soportan mucho estrés, como las tachas reflectivas, como se puede observar en la imagen 18.



**Imagen 18.** Pegamento epoxídico

### 4. Toma de decisiones, conclusiones y costo de fabricación

En base a las experiencias realizadas, las cuales en forma ordenada se han volcado en el presente artículo, se puede realizar el siguiente análisis:

- La combinación de las granulometrías denominadas M1 y Polvo del NFU resulta ser una muy buena alternativa para la conformación de la pieza. Se ha probado que las proporciones óptimas donde se logran buenos resultados son 10% de Polvo de NFU con un 90% de M1 de NFU.
- La resina poliuretánica seleccionada ha permitido que las piezas en 24 horas adquieran su densidad y estabilidad con el moldeo realizado a temperatura ambiente.

- La forma de la tacha y el sistema de moldeo descrito, generan una tacha en donde se distribuyen los esfuerzos en forma homogénea, observado en la distribución granulométrica de la pieza y la resistencia superficial valores aceptables en todos los puntos.
- El sistema de coloreado elegido, luego de pasar por las alternativas descritas, es el de la pintura “Sumacril demarcación vial Williams”, ya que presenta el color amarillo deseado, y resultado resistente a las temperatura que se han sometido.
- Se ha valorado en las tachas las siguientes propiedades:
  - ✓ Variación de la densidad al incrementar la resina poliuretánica.
  - ✓ Variación de la pérdida por desgaste al incrementar la resina.

Haciendo un análisis al respecto, se observa que entre el 12 y 14 % de resina, se logran valores de densidad que ya no generan grandes cambios en dichos parámetros con la presión seleccionada como óptima.

En cuanto al desgaste cuando se utiliza el 14% de resina, se



logra un valor mínimo y deseable.

Se opta como porcentaje en base a estas dos variables al 14 % de resina.

- El sistema de pegado de la tacha que se selecciona es el pegamento bituminoso en razón de costo beneficio a pesar del sistema de calentamiento que se debe utilizar. Con una caja de pegamento bituminoso se puede adherir 140 tachas.

En la imagen 19 se observa la tacha en su configuración final:

**Imagen 19.** Tacha seleccionada

Se realiza una valoración del costo de fabricación incluido materiales, mano de obra y utilidad. Se puede observar en las tablas 7, 8 y 9 los valores obtenidos a marzo de 2019:

**Tabla 7.** Costo de materiales

Material por cada tacha	Costo por tacha (\$ IVA incluido)
NFU en M1 y Polvo	12.20
Resina AG 51	6.90
Pintura	5.90
Pegamento asfáltico	6,30
<b>Total materiales</b>	<b>31,30</b>

**Tabla 8.** Costo de mano de obra

Mano de obra por cada tacha	Costo mano de obra (\$ IVA incluido)
1 operario	<b>12,00</b>

**Tabla 9.** Utilidad

Utilidad	(\$ IVA incluido )
1 operario	<b>13,00</b>

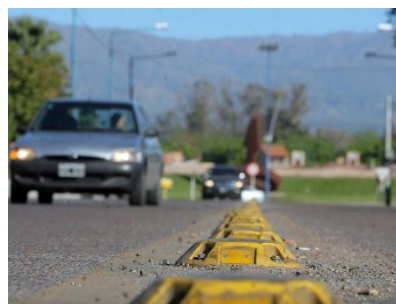
### Costo de la tacha con el pegamento para cada tacha \$56,30 (IVA incluido)

En el mercado se encuentran tachas de demarcación, comparables en donde se suma la aplicación de cinta antireflectiva desde \$99 la unidad.

Se está estudiando el pegado de cinta antireflectiva, a efectos de dotar esta propiedad.

También se está trabajando en ajustar la geometría de la pieza.

Y se piensa en la fabricación de una cierta cantidad que permita colocarlo en obra y monitorear su durabilidad en la



obra.

**Imagen 20.** Vista de posible utilidad de las tachas

### Agradecimientos

El grupo de trabajo desea agradecer:

A las empresas que han atendido a las necesidades tecnológicas y comerciales para la realización del presente trabajo.

Al Ing. Luis Aparicio, tesista de maestría del LEMaC, en temáticas afines, brindando la información necesaria para el uso de las resinas poliuretánicas.

En especial al inestimable apoyo del Ing. Enrique Giaccio, quien ha promovido con sus críticas y su trabajo en la realización de moldes y sistema de moldeo, la concreción de esta tesis.

### Referencias /Bibliografía

- (1) Huespe Adriana et al, 2017. Mezclas asfálticas en frío con incorporación de caucho de neumáticos fuera de uso (NFU). TESIS DE BECARIOS DE INVESTIGACION ISSN 2250-7221 | N° 12 | MAYO DE 2018. Editorial EdUTEcne.
- (2) [www.molicaucho.com.ar](http://www.molicaucho.com.ar)
- (3) [www.recsa.com.ar](http://www.recsa.com.ar)
- (4) Botasso, H.G. (2018). Dispersiones de caucho reciclado de neumáticos fuera de uso. Su empleo en mezclas asfálticas densas y antiderrapantes. 1° edición. CABA, EdUTecNe, 266p. ISBN 978-987-1896-87-5.
- (5) [www.textoscientificos.com/polimeros/plastico/sinteticos/resinas-poliester-poliiolefinas](http://www.textoscientificos.com/polimeros/plastico/sinteticos/resinas-poliester-poliiolefinas). 2019
- (6) [www.rubept.com/es/que-es-la-resina-de-poliuretano](http://www.rubept.com/es/que-es-la-resina-de-poliuretano). 2019.
- (7) [www.sutran.gob.pe](http://www.sutran.gob.pe). Manual de dispositivos de control en tránsito automotor en calles y carreteras
- (8) <http://www.aacarreteras.org.ar/pdf/msh-ebook.pdf>. 2019



# ANÁLISIS DEL CBR EN SUELO CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE MATERIALES GEOSINTÉTICOS.

Becario: Sr. Walter Leonardo López<sup>1</sup>; waly9398@yahoo.com.ar

Director: Héctor Luis Delbono<sup>2</sup>; delbonoluis@hotmail.com

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

Área: Tecnología de los pavimentos flexibles

## Resumen

Siempre se busca mejorar la capacidad soporte de suelos blandos. Uno de los métodos es confinar lateralmente. En el presente trabajo se estudia la capacidad portante de distintos suelos, incorporando un geotextil no tejido y una geogrilla de ciertas características y propiedades, mediante el ensayo CBR.

La metodología de estudio contempla el análisis sobre dos suelos diferentes realizando la comparativa con una muestra patrón, sin la incorporación de geosintéticos. Se encuentra variación en los resultados para una penetración determinada, siendo la geogrilla la que aporta mayor resistencia al final del ensayo.

**Palabras claves:** Geosintéticos, Suelos, CBR



## 1. Introducción.

Los pavimentos flexibles están conformados por una carpeta asfáltica, apoyada generalmente sobre capas no rígidas denominadas bases y sub-bases (Figura 1).

Las capas de bases y sub-bases tienen un espesor mínimo de 15 cm, resistiendo las cargas que el tránsito transmite, distribuyendo estas al cuerpo del terraplén. Las bases y sub bases forman parte de las estructuras del pavimento, estas se construyen sobre la capa subrasante y se constituyen por material graduado que puede ser mejorado con cal o cemento.

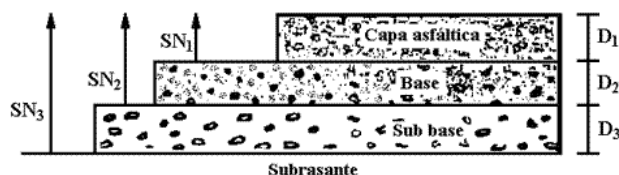


Figura 1. Esquema de paquete estructural

La situación más desfavorable ocurre para suelos blandos con baja capacidad de carga, los cuales tienden a deformarse, poniendo en peligro la estructura a construir sobre el mismo. Para evitar este comportamiento se busca desplazar la superficie de falla de la subrasante blanda (Figura 2), hacia una capa granular de mayor resistencia.

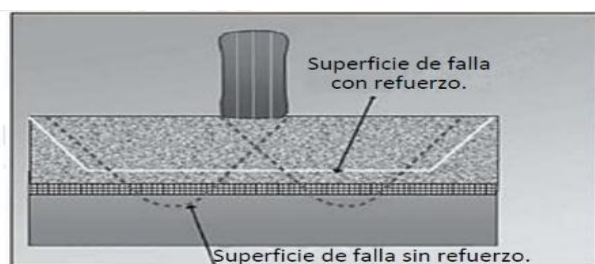


Figura 2. Superficie de falla

Mediante la colocación de geosintéticos, próximos a la aplicación de la carga, se busca alejar los esfuerzos de la subrasante. Esto es posible ya que la rigidez de la geogrilla permite la redistribución de las cargas en un área mayor (Figura 3), disminuyendo los esfuerzos tomados por el suelo blando.



Figura 3. Efecto redistribución de carga

La geogrilla tiende a formar una forma curva cuando comienza a tomar carga, el esfuerzo normal sobre la cara cóncava es mayor que el esfuerzo sobre la cara convexa (Figura 4), esto quiere decir que: la carga vertical transmitida por la rueda hacia la subrasante, es menor debido a que parte de la carga lo toma la geogrilla.

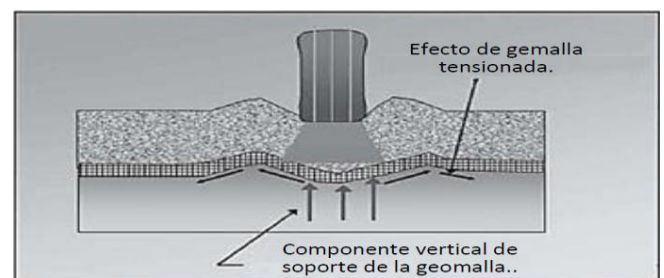


Figura 4. Distribución de carga

La forma curva es una deformación producto de la carga, la geogrilla se deforma de tal manera de acompañar la deformación sobre la superficie del camino.

La forma y tensión que se produce en la geogrilla, crea una resistencia hacia arriba sobre la base de la rueda y un confinamiento hacia abajo, sobre la subrasante (Figura 5).

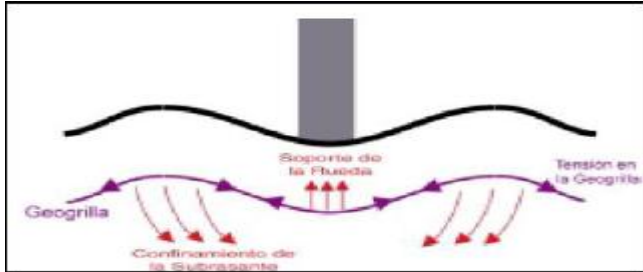


Figura 5. Membrana tensionada

## 2. Materiales:

Para nuestro análisis tomamos 2 suelos de distintas características provenientes de una Cantera en San Bernardo, Provincia de Buenos Aires.

Se realizó la clasificación HRB según VN-E4-84; IRAM 10509, de los suelos obteniendo los siguientes resultados:

Suelo1:

LL=48; LP=29; IP=10; PT200=70 clasificación: A-76(13)  
Ds=1.404gr/cm<sup>3</sup>  
H%= 27.9

Suelo 2:

LL=38; LP=28; IP=10; PT200=40 clasificación: A-4-(1)  
Ds= 1,449 gr/cm<sup>3</sup>  
H%= 24.0  
VSR= 27%

Hinchamiento= 0.15%

Los materiales geosintéticos utilizados fueron: una geogrilla (GR) de malla abierta 40x40 y dos geotextiles no tejido (GTX) de 120g y 150g.

La geogrilla (Figura 6) está especialmente diseñada para reforzar el suelo, son fabricadas a base de Polietileno de alta densidad y Poliéster

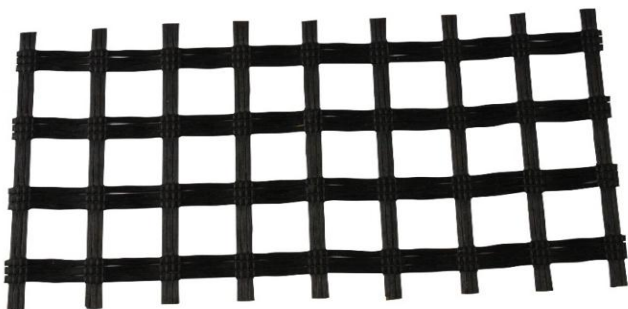


Figura 6. Geogrilla o Geomalla

Los geotextiles (Figura 7) son materiales que buscan dar soluciones de separación (Figura 8) y refuerzo. Normalmente están realizados por fibras de polipropileno o poliéster.



Figura 7. Geotextil No Tejido

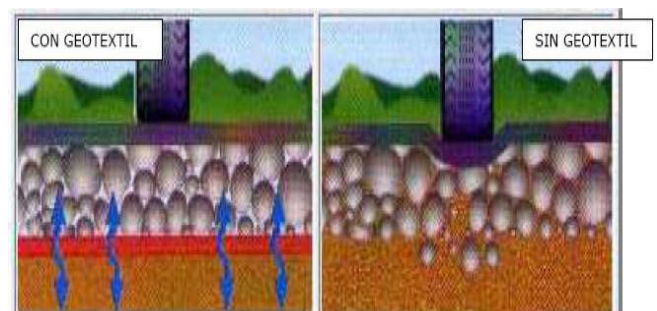


Figura 8. Función del geotextil como separador

## 3. Metodología.

Previo al inicio del estudio se calculó la humedad y densidad óptima del suelo a través del ensayo Proctor, según VN-E5-93; IRAM 10511, se procede a determinar el %CBR según VN-E6-84; norma IRAM 10520 (Figura 9), el cual está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una profundidad determinada sobre una muestra patrón, expresada en porcentaje de fuerza necesaria para que el pistón penetre a esa misma profundidad sobre la muestra en estudio a igual velocidad.



Figura 9. Ensayo CBR

Una vez colocado el suelo en el molde se procede a la compactación a través de la prensa hidráulica (Figura 10).

incorporación de los materiales geosintéticos; los dos geotextiles no tejidos y la geogrilla. (Figura 13).



**Figura 10.** Compactación

Finalizada la compactación se le coloca un disco metálico que simule la carga a la que estaría sometido el pavimento en servicio y se lo sumerge en agua durante cuatro días, según la norma IRAM 10520 (Figura 11).



**Figura 11.** Preparación del molde con la carga

Una vez transcurrido el tiempo se procede a ensayar el suelo realizando la toma de lectura del flexímetro para distintas penetraciones del pistón de carga. El ensayo se realiza a una velocidad de 1.27 mm/min (Figura 12).



**Figura 12.** Ensayo CBR

Todo este procedimiento se repitió para los dos suelos solos, es decir sin incorporar geosintético, para tomar el valor de referencia, luego se procedió a realizar los ensayos con la



**Figura 13.** Geotextiles utilizados

Los materiales fueron colocados en el centro del molde (Figura 14 y Figura 15).



**Figura 14.** Colocación de geosintéticos no tejido



**Figura 15-** Colocación de geomalla

Se analiza el mecanismo resistente del suelo cuando se utiliza una geogrilla y un geotextil no tejido, comparándolos con la muestra sin geosintéticos.

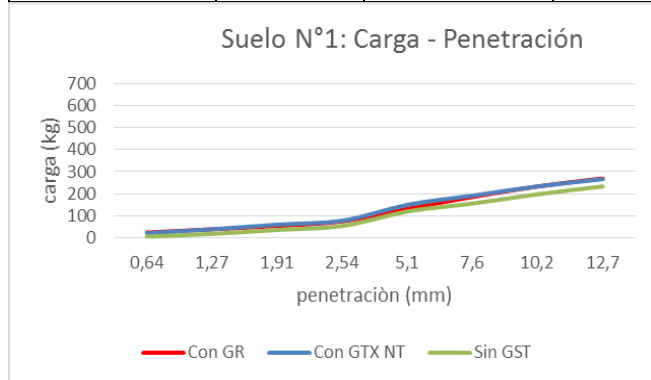
En nuestro estudio el suelo 2, de clasificación HRB A-4(1) fue ensayado, utilizando geotextil no tejido de 120 gramos, y un geotextil no tejido de 150 gramos.



## 2. 1. Resultados

La Tabla 1, Tabla 2 y Tabla 3 presentan los resultados del ensayo CBR donde se analizaron suelos de distinta  
Tabla 1. Resultados para suelo 1. A-7-6(13)

Penetración	Suelo N°1, Cte Aro:5,99		
	Con GR	Con GTX NT 120g	Sin GST
	Carga	Carga	Carga
0,64	23,96	20,97	5,99
1,27	38,94	38,94	17,97
1,91	53,91	59,9	35,94
2,54	74,85	77,89	53,91
5,1	131,78	149,75	119,8
7,6	185,69	191,68	155,74
10,2	233,61	233,61	197,67
12,7	269,55	266,56	233,61



características con y sin incorporación de materiales geosintéticos diferentes.

Penetración (mm)	Suelo N°2a, Cte Aro:5,99		
	Con GR	Con GTX NT 150g	Sin GST
	Carga (Kg)		
0,64	17,97	17,97	5,99
1,27	47,92	41,93	29,95
1,91	92,85	74,87	86,85
2,54	137,77	125,79	146,75
5,1	254,57	242,60	272,54
7,6	356,40	359,40	356,40
10,2	455,24	467,22	443,26
12,7	557,07	533,10	521,13

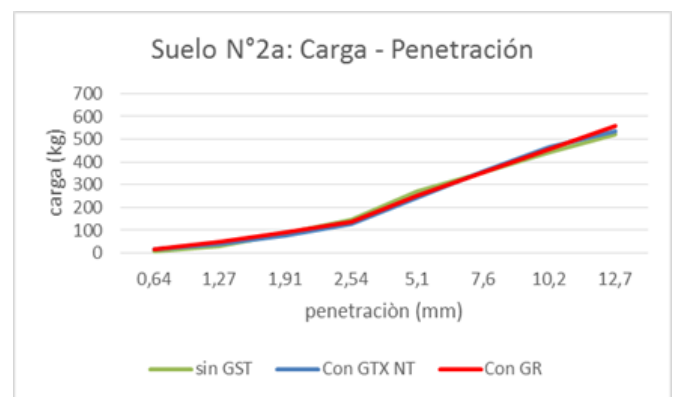
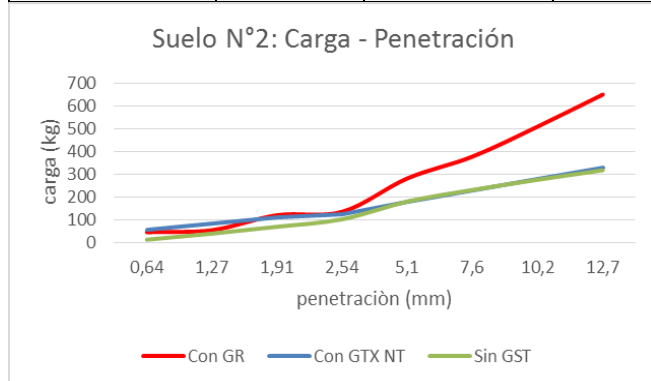


Tabla 2. Resultados para Suelo 2. A-4-(1) con GTX NT 120G

Penetración	Suelo N°2, Cte Aro:5,99		
	Con GR	Con GTX NT 120g	Sin GST
	Carga	Carga	Carga
0,64	44,93	53,91	11,98
1,27	53,91	83,86	38,94
1,91	119,8	107,82	68,88
2,54	134,77	122,79	101,83
5,1	281,53	179,7	179,7
7,6	377,37	227,62	230,61
10,2	509,15	278,53	275,54
12,7	649,91	326,45	317,47



Los resultados muestran que la carga para una penetración de 5.1mm siempre fue mayor que para 2.5 mm, esto nos indica que no hay un punto donde la carga disminuya, sino, que siempre se encuentra en aumento.

Por lo tanto nuestro cálculo de CBR está referenciado para una penetración de 5.1mm de penetración.

Se determina el %CBR mediante la siguiente ecuación:

$$CBR = \frac{\text{esfuerzo que tengo}}{\text{esfuerzo patron}} \times 100\%$$

En la Figura 16 se puede apreciar la curva Carga-Penetración que sirve como definición para el CBR tomando como referencia una piedra partida.

Figura 16- Grafica de referencia para cálculo de CBR

Tabla 4. Resultados de %CBR para los distintos materiales tomados como ``referencias``.

%CBR	Referencia Suelo sin GST	Referencia Piedra Partida
GR Suelo N°1	10%	9%
GTX Suelo N°1	25%	10%
GR Suelo N°2	56%	19%
GTX Suelo N°2	0%	12%
GR Suelo N°2a	-7%	17%
GTX Suelo N°2a	-11%	16%

Tabla 3. Resultados para Suelo 2. A-4-(1) con GTX NT 150G

Tabla 5. Resultados de hinchamiento de los distintos moldeos, con y sin materiales geosintéticos.

	Hinchamientos			
	Con GR	Con GTX NT	Sin GST	Promedio
Suelo N°1: A-76(13)	4,70	3,75	4,09	4,18
Suelo N°2: A-4-(1)	0,87	0,96	1,08	0,97
Suelo N°2a:A-4-(1)	0,53	0,63	1,60	0,92

La Figura 17 presenta los resultados de CBR para 5.1 mm de penetración e Hinchamiento.

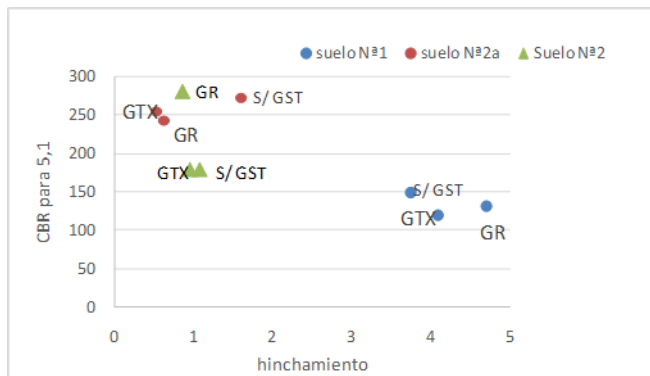
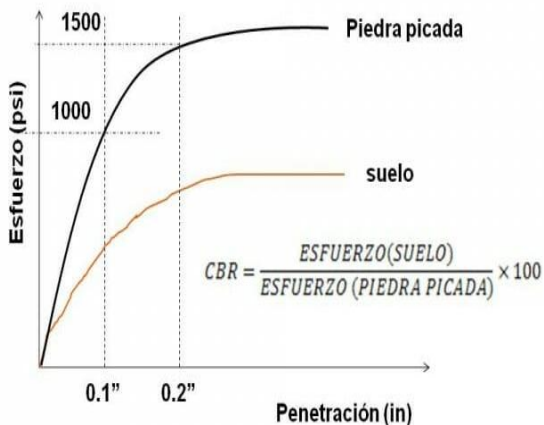


Figura 17-Grafica CBR vs. Hinchamiento

### 3. Análisis y conclusiones

Dados los resultados de CBR se observa en la Tabla 4 que:



para el suelo N°1 (A-7-6(13)) con un promedio de hinchamiento del 4% tenemos una mejora de la resistencia del orden del 25% con geotextil de 120g, y del 10% con una geogrilla, podemos decir que para este suelo de malas características hay una mejoría.

Se observa que para una penetración de 12.7mm la geogrilla, es la que toma mayor carga.

Para el suelo N°2 (A-4-(1)) con hinchamiento del 1% y la utilización de geotextil no tejido de 120g, los resultados del CBR para este caso indicaron que no hay aporte para una penetración de 5.1mm, teniendo un 56% con geogrilla. Para una penetración de 12.7mm la Geogrilla tomo mayor carga con respecto al Geotextil No Tejido.

Para el suelo N°2 donde se utilizó un geotextil No tejido de 150g, con un hinchamiento promedio de 0.92%, se observa que:

- el Geotextil No Tejido de 150g. da un mayor aporte que el Geotextil No Tejido de 120g.
- para una penetracion inicial de 0.64mm los geosinteticos toman mayor carga que el sistema de referencia.
- para una penetración de 12.7mm la geogrilla es la que mayor resistencia aporta.

Como conclusión final podemos afirmar que la geogrilla es el material que toma mayor carga final en todos los casos.

Queda como análisis a futuro, repetir estos mismos procedimientos pero con la colocación de Geogrilla a distintos niveles.

### 4. Referencias/Bibliografía

- [1]- Anselmo Nuñez Condori. Optimización de espesores de pavimentos con aplicación de geosintéticos. Tesis de grado 2016. Repositorio institucional una-puno. Perú.
- [2] Dirección Nacional de Vialidad. Normas de ensayo Publicación 1ª distrito Buenos Aires.
- [3] Tensar. Earth technologies. Spectra. Sistema para pavimentos. Mejoramiento de subrasantes: construcción sobre suelos blandos.
- [4] Dr.P.Senthil Kumar; R. Rajkumar. Effect of geotextile on CBR strength of unpaved road with soft subgrade. EJGE. Volumen 17. 2012. PR. 1355-1363.



# EVALUACIÓN DE HORMIGONES DE APERTURA TEMPRANA AL TRÁNSITO PARA REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS

Becario; Billiot, Ignacio Alejandro<sup>1</sup>; ignaciobilliot@hotmail.com

Director; Barreda, Marcelo<sup>2</sup>; ingmbarreda@hotmail.com

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Tecnología de los pavimentos rígidos y estructuras. **PID Asociado:** “Hormigones de apertura rápida al tránsito (fast-track) para rehabilitación de pavimentos”. Código: UTI4052TC.



## Resumen

*Con el crecimiento del tránsito, particularmente en áreas urbanas, los usuarios de los pavimentos son cada vez menos tolerantes a las demoras ocasionadas durante su rehabilitación.*

*Los pavimentos de hormigón convencionales deben ser curados por un período mínimo determinado con el propósito de que adquieran la resistencia necesaria para soportar las cargas del tránsito. En consecuencia, se requiere el cierre de la vía durante un tiempo relativamente prolongado. Esta circunstancia provoca retraso en la liberación de las calzadas restauradas.*

*Los hormigones de apertura temprana al tránsito permiten la puesta en servicio del pavimento rápidamente después de efectuadas las reparaciones, causando menos molestias para el tránsito vehicular. El empleo de estos hormigones disminuye las pérdidas económicas que se producirían en los negocios ubicados en las zonas afectadas por la construcción debido a un proceso dilatado de reparación con hormigón convencional.*

*La diferencia principal entre el hormigón de apertura temprana al tránsito y el hormigón convencional es que en el primero la ganancia de resistencia ocurre mucho más rápidamente. Generalmente, se espera que el hormigón desarrolle una resistencia suficiente para que un pavimento pueda ser abierto al tránsito en un tiempo inferior a las 24 horas después de su colocación.*

*En el presente trabajo se exponen los resultados obtenidos de la evaluación de diferentes hormigones diseñados para pavimentos y aptos para su rehabilitación al tránsito en un plazo máximo de 24 horas.*

**Palabras clave:** Hormigones, Pavimentos, Tránsito, Rehabilitación, Resistencia.

## 1. Introducción

Los pavimentos de hormigón han sido reconocidos por ser limpios, lisos, resistentes y duraderos, siendo estos diseñados y construidos para proporcionar varias décadas de servicio con un costo de mantenimiento bajo. A veces es necesario realizar cortes en el pavimento, particularmente en áreas urbanas, para reparar o instalar servicios o para reparar el pavimento. Si estas operaciones se llevan a cabo correctamente, habrá un impacto mínimo en la capacidad de servicio funcional, la calidad de vida y la vida útil del pavimento. La experiencia ha demostrado que es mejor reparar o restaurar pavimentos de hormigón con hormigón, estos proporcionan una transición suave que son capaces soportar las cargas de tráfico.

Los hormigones de apertura temprana al tránsito o fast-track permiten la puesta en servicio del pavimento rápidamente después de efectuadas las reparaciones, causando menores molestias para el tránsito vehicular. Generalmente, se espera que el hormigón fast-track desarrolle una resistencia suficiente para que un pavimento pueda ser abierto al tránsito entre 6 y 24 horas después de su colocación.

El objetivo de este trabajo fue evaluar la ganancia de resistencia de diferentes hormigones con respecto el tiempo y de esta manera estimar el tiempo en el cual se podría habilitar al tránsito.

## 2. Metodología

Se realizaron 6 hormigones utilizando relaciones agua/cemento de 0.42, 0.40 y 0.38. Tres de estos 6 hormigones fueron realizados con cemento portland normal 50 MPa de alta resistencia inicial y el resto con un cemento portland compuesto de 40 MPa.

Se estudió la evolución de la resistencia a la compresión de los hormigones, durante las 24 horas posteriores a su colocación. Complementariamente, debido a que no era el propósito perseguido, también se registraron los valores de resistencia obtenidos a las edades de 7, 14 y 28 días. Se estudió la evolución de la resistencia con el propósito de determinar el tiempo al cual el pavimento se podía abrir al tránsito. Para esto se utilizó la siguiente tabla:

Espesor de la losa (cm)	Resistencia mínima (Mpa)			
	Longitud de la reparación < 3m		Reemplazo completo de la losa	
	Compresión	Flexión	Compresión	Flexión
15	20,7	3,4	24,8	3,7
17,5	16,5	2,6	18,6	2,8
20	14,8	2,3	14,8	2,3
22,5	13,8	1,9	13,8	2,1
25	13,8	1,7	13,8	2,1

**Tabla 1.** Resistencias mínimas para aperturas al tránsito.

El ensayo de compresión constituye el método preferencial para valorar las características del hormigón y su nivel de resistencia en particular. Salvo contadas excepciones, ha sido probado que las propiedades importantes se relacionan directamente con la resistencia a compresión; además el hormigón no solo se utiliza preponderantemente para sobrellevar esfuerzos de compresión, sino que los códigos y reglamentos se basan fundamentalmente en esta propiedad.

Dicho ensayo se realizó utilizando probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, las que fueron moldeadas de acuerdo con lo establecido en la norma IRAM 1534. Las probetas fueron ensayadas a compresión hasta la rotura, según lo indicado en la norma IRAM 1546.

## 2. 1. Experimental

Las mezclas realizadas, fueron producidas mediante el empleo de los siguientes materiales;

- Cemento Portland Normal 50 MPa (ARI).
- Cemento Portland Compuesto 40 MPa.
- Arena de trituración y arena silícea.
- Piedra partida granítica 6:20.
- Aditivo Superfluidificante Viscocrete 6.

Para los agregados se obtuvieron las siguientes curvas granulométricas;

Tamiz	Arena Silícea		Arena Triturada	
	% pasa	% retenido	% pasa	% retenido
1"	100	0	100	0
3/4"	100	0	100	0
1/2"	100	0	100	0
3/8"	100	0	100	0
N°4.	100	0	92	8
N°8.	100	0	62	39
N°16	98	2	32	68
N°30	92	9	20	80
N°50	57	43	14	86
N°100	6	94	6	94

**Tabla 2.** Granulometría de Agregados Finos

Tamiz	Piedra 6:20	
	% pasa	% retenido
1"	100	0
3/4"	84	16
1/2"	34	66
3/8"	19	81
N°4.	2	98
N°8.	1	99
N°16	0	100
N°30	0	100
N°50	0	100
N°100	0	100

**Tabla 3.** Análisis Granulométrico de Agregados Gruesos

Arenas Combinadas		CIRSOC 201	
3/8"	100	100	0
N°4	95	95-100	5
N°8	78	80-100	22
N°16	60	50-85	40
N°30	50	25-60	50
N°50	32	10-30	68
N°100	6	2-10	94

**Tabla 4.** Granulometría de Arenas Combinadas.

Obteniéndose los siguientes datos;

- Módulo de finura de la Arena Silícea; 1.48.
- Módulo de finura de la Piedra 6:20; 6.94.
- Módulo de finura de la Arena Triturada; 3.75.
- $D_{SSS}$  de Arena Silicia; 2.65.
- $D_{SSS}$  de Piedra 6:20; 2.66.
- $D_{SSS}$  de Arena Triturada; 2.70.
- $P_{UV}$  de Piedra 6:20; 1491.
- Módulo de finura de Arenas Combinadas; 2.80.

Se realizaron de esta manera 6 pastones siguiendo las siguientes dosificaciones;

Hormigones	H-1	H-2	H-3
Materiales	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
Agua	155	155	155
Cemento CPN 50 (ARI)	385	405	365
Piedra 6:20	1000	1000	1000
Arena silícea	366	359	374
Arena de trituración	515	505	526
Aditivo superfluidificante	2,9	3.0	2.7

**Tabla 5.** Hormigones elaborados con CPN 50 (ARI),

Hormigones	H-4	H-5	H-6
Materiales	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
Agua	155	155	155
Cemento CPC 40	385	405	365
Piedra 6:20	1000	1000	1000
Arena silícea	366	359	374
Arena de trituración	515	505	526
Aditivo superfluidificante	2,9	3.0	2.7

**Tabla 6.** Hormigones elaborados con CPC 40.

## 2. 2. Cálculos

A partir de los siguientes resultados a compresión obtenidos a las 8, 10, 12 y 24 posteriores a la terminación de las probetas se pudo determinar se pudieron determinar las ecuaciones de correlación correspondientes para cada mezcla.

H-1		H-2		H-3	
MPa	Horas	MPa	Horas	MPa	Horas
4,7	8	9,8	8	4,2	8
10,5	10	14,2	10	9,3	10
13,8	12	19,9	12	14,9	12
31,9	24	38,6	24	33,5	24

**Tabla 7.** Resistencia a compresión de hormigones con cemento ARI.

H-4		H-5		H-6	
MPa	Horas	MPa	Horas	MPa	Horas
2,3	8	2,29	8	1,25	8
4,0	10	4,52	10	2,8	10
5,8	12	8,745	12	5,1	12
19,0	24	22.8	24	17.5	24

**Tabla 8.** Resistencia a compresión de hormigones con cemento CPC.

Obteniéndose a partir de estos datos las siguientes ecuaciones:

Hormigón	Función
H-1	$y = 24,707\ln(x) - 46,805$ $R^2 = 0,998$
H-2	$y = 26,683\ln(x) - 46,384$ $R^2 = 0,9974$
H-3	$y = 26,937\ln(x) - 52,172$ $R^2 = 0,9991$
H-4	$y = 15,828\ln(x) - 31,972$ $R^2 = 0,9716$
H-5	$y = 19,345\ln(x) - 38,983$ $R^2 = 0,9906$
H-6	$y = 15,404\ln(x) - 32,042$ $R^2 = 0,9775$

**Tabla 9.** Funciones de cada mezcla.

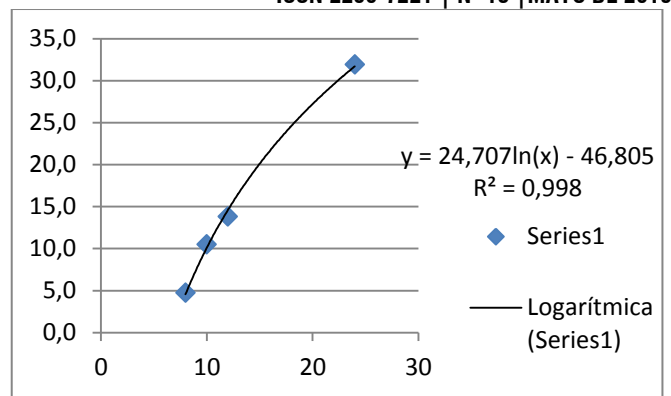
### 3. Resultados (o Resultados y Discusión)

Considerándose una losa de 250 mm de espesor, se aplicó las ecuaciones de la Tabla 9 y se comparó con lo detallado en la Tabla 1 para así obtener las correspondientes edades de habilitación:

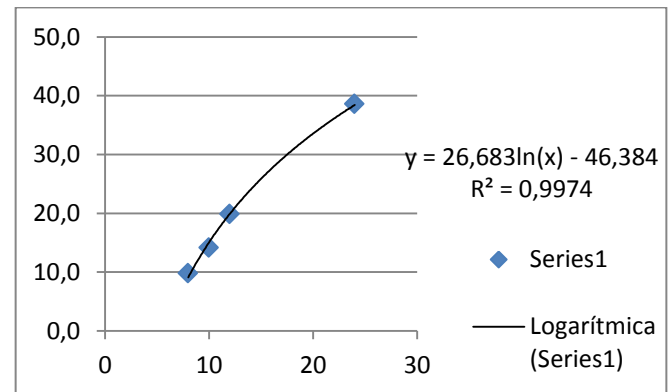
Hormigón	Espesor de losa (mm)	Hora	Asentamiento (cm)
H-1	225	12	9
H-2	225	10	15
H-3	225	12	12
H-4	225	18	15
H-5	225	16	15
H-6	225	20	15

**Tabla 10.** Edades para la habilitación.

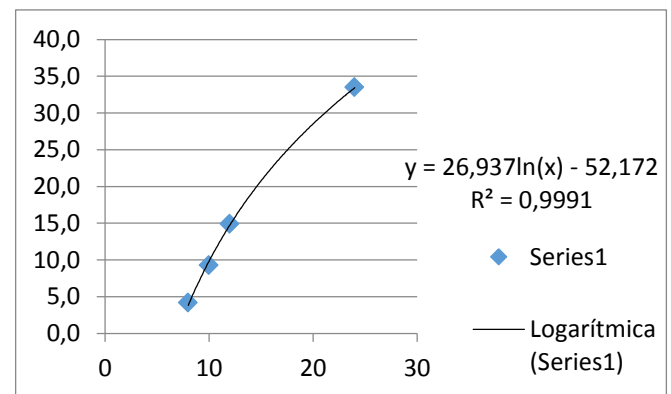
A continuación se visualizan los gráficos donde se observa la evolución de la resistencia (MPa) con la edad (Horas) de las mezclas consideradas:



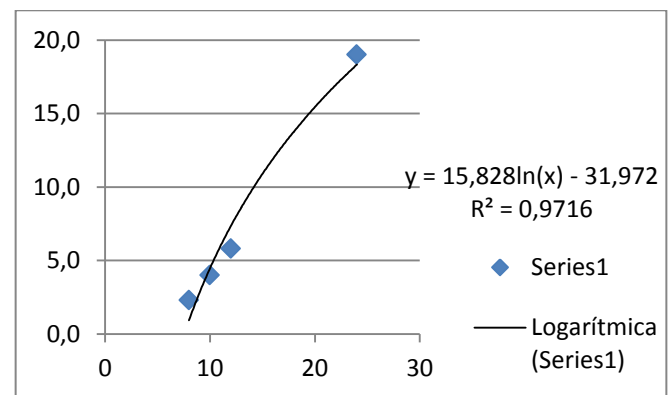
**Gráfico 1.** Curva correspondiente a H-1.



**Gráfico 2.** Curva correspondiente a H-2.



**Gráfico 3.** Curva correspondiente a H-3.



**Gráfico 4.** Curva correspondiente a H-4.

#### Referencias/Bibliografía

- [1] Guidelines for Full-Depth Repair, TB002P, American Concrete Pavement Association, Skokie, Illinois, 1995.
- [2] Ing. Diego Calo, Ing. Matias Polzinetti. Manual de Pavimentos Urbanos de Hormigón
- [3]. Ese Material Llamado Hormigón, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Buenos Aires, Argentina, 2012
- [4] CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, INTI, Argentina, 2005.

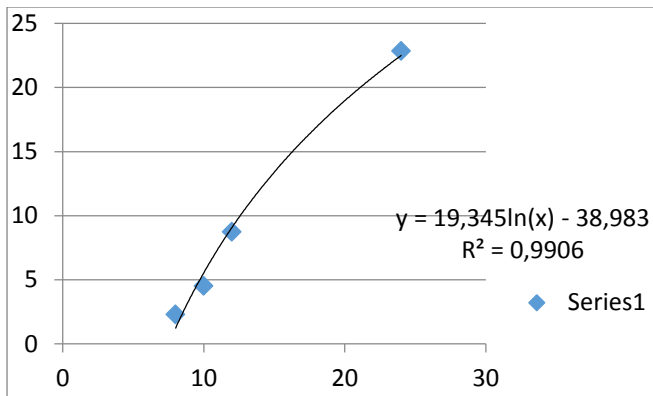


Gráfico 5. Curva correspondiente a H-5.

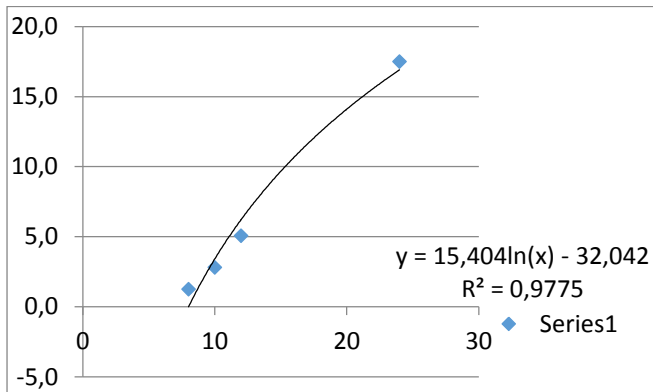


Gráfico 6. Curva correspondiente a H-6.

#### 4. Conclusiones

Se observó a partir de los datos obtenidos que:

- De los hormigones realizados, los que presentaron una mayor resistencia inicial y por lo tanto un menor tiempo necesario para la apertura al tránsito fueron los hormigones realizados con Cemento Portland Normal de Alta Resistencia Inicial.
- En cuanto a trabajabilidad refiere los hormigones realizados con un Cemento Portland Compuesto presentaron una mayor dificultad para realizar las probetas.
- El ensayo de Asentamiento realizado en los hormigones que contenían CPC no será considerado válido debido a un colapso del tronco de cono.

Es decir que la obtención de una mezcla que permita la temprana habilitación al tránsito se logró en todos los casos en menos de 24 horas, siendo en los hormigones con CPN ARI menor a 12 horas este tiempo. Lográndose de esta manera la rehabilitación parcial o completa de una losa de 225 mm de espesor.

#### Agradecimientos

Se agradece al personal del LEMaC por la colaboración prestada para lograr realizar este trabajo, en especial al Sr. Battista Nicolas y al Ing. Barreda Marcelo por su gran apoyo en el desarrollo del trabajo.

# DISEÑO DE MEZCLA ASFALTICA DRENANTE

Becaria: Genifer Colman<sup>1</sup>; genifercolman@gmail.com

Director: Oscar Raúl Rebollo<sup>2</sup>; orebollo@frlp.utn.edu.ar

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Tecnología de los pavimentos flexibles. **PID Asociado:** “Utilización de distintos polímeros como modificadores de cemento asfáltico y su incidencia en el desempeño de mezclas asfálticas densas y semidensas”. Código: IFI4366TC



## Resumen

En el presente trabajo se utiliza para el diseño de mezclas drenantes el ensayo de *Cántabro seco* y *Cántabro Húmedo* a  $25 \pm 1$  °C, se persigue evidenciar la resistencia a la disgregación de la masa ante los efectos abrasivos y de succión originados por el tráfico.

Para el desarrollo se evalúan los agregados y el ligante y se moldean en laboratorio probetas con porcentaje variable de este, conforme a la fórmula de trabajo adoptada.

Se empleó el equipo Marshall para moldear las probetas y la máquina de Los Ángeles para ensayar las probetas para la determinación de la pérdida por desgaste de las mezclas bituminosas

Se observa que es posible obtener el porcentaje de ligante óptimo para una mezcla drenante, usando una metodología simple y rápida, que no implica gran inversión ni modificación de equipos siendo, además, fácil de usar en cualquier laboratorio de obra.

**Palabras clave:** ligante, mezcla, diseño, drenante, abrasivo.

## 1. Introducción

La mezcla asfáltica drenante se coloca sobre la parte superior de una capa asfáltica tradicional considerada impermeable, que tiene como característica una conductividad hidráulica mayor en comparación a esta, permitiendo que se filtren rápidamente las aguas de lluvias, las cuales serán evacuadas por medio de un sistema de desagüe, evitando de esta forma el “Hidroplaneo”; que es un problema típico en las capas asfálticas tradicionales, sobre todo en época lluviosa. Con este tipo de mezcla se ve reducido los puntos de contacto entre la cubierta del vehículo con la superficie del pavimento produciendo una reducción del sonido externo y una mejor superficie de frenado.

Las mezclas asfálticas drenantes poseen una baja proporción de agregados finos y presentan un contenido alto de vacíos interconectados entre sí del 16% al 25 %, característica que permite el rápido drenaje del agua.

## 2. Consideraciones Iniciales.

Selección del Tamaño Máximo Nominal: Se adoptó por usar el TMN de 12 mm.

Se adopta Concreto Asfáltico Drenante en Caliente, sus siglas son, CAD TMN12 AM-3. En la Tabla N°1 se ve el uso de la mezcla, en la Tabla N°2 los requisitos de dosificación

## 3. Materiales y Ensayos

### Componentes de la mezcla:

Los tamaños utilizados fueron según la denominación comercial 6:12 0:6 graníticos provenientes de una cantera de la provincia de Buenos Aires y cal con filler

**Tabla 1**

Tabla N°10 – HUSOS GRANULOMETRICOS DEL ESQUELETO GRANULAR DE LOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	
Tamices	Porcentaje en peso que pasa (1)
	12 (2)
12,5 mm (1/2")	70-100
9,5 mm (3/8")	50-80
4,75 mm (N° 4)	15-30
2,36 mm (N° 8)	10-22
600 µm (N° 30)	8-13
75 µm (N°200)	3-8

(1) Si existe una diferencia entre las densidades de las fracciones utilizadas superior a 0,2 g/cm<sup>3</sup>, la distribución granulométrica debe evaluarse y ser ajustada en volumen.

(2) Se coloca solo la parte de la nomenclatura vinculada al esqueleto granular (tamaño máximo nominal).

**Tabla 2**

Tabla N°11 – REQUISITOS DE DOSIFICACIÓN		
Parámetro	Exigencia	
Ensayo Marshall (IRAM 6845)	N° golpes por cara (1)	50
	Vacios en la mezcla (2)	20 - 27 %
Ensayo Cántabro (UNE-EN 12697-17) (3)	Porcentaje de pérdidas por desgaste en seco	≤ 25 %
	Porcentaje de pérdidas por desgaste tras inmersión	≤ 35 %
Evaluación de la resistencia al ahuecamiento "Wheel Tracking Test" (Norma UNE-EN 12697-22 – Procedimiento B) (4)	Requisitos establecidos en la Tabla N°12.	
Escurrecimiento de ligante (UNE-EN 12697-18) (5)	≤ 0,3	
Contenido mínimo de Cal Hidratada, en peso sobre total de la mezcla	1 %	
Contenido máximo de Cal Hidratada, en peso sobre total de la mezcla	3 %	
Porcentaje mínimo de ligante (total en peso sobre mezcla) en mezclas sin fibras incorporadas	4 %	
Porcentaje mínimo de ligante (total en peso sobre mezcla) en mezclas con fibras incorporadas	4,5 %	
Porcentaje mínimo de fibras (total en peso sobre mezcla) en mezclas con fibras incorporadas	0,3 %	
Permeabilidad in-situ (NLT 327) (6)	Tiempo de evacuación < 30 segundos	

### Selección del ligante:

Se usó un asfalto modificado con polímero, Tipo AM-3 según la Norma IRAM 6596.



**Granulometría:**

En la Tabla N°3 se muestran los valores obtenidos de las granulometrías de los agregados utilizados.

**Tabla 3**

Tamiz	Abertura	6:12	CAL	0:6
½	12700	100	100	100
3/8	9520	65	100	100
4	4760	5.0	100	100
8	2360	1.1	100	80
30	290	0.7	99.0	42
200	74	0.3	88.0	12

**Ensayos Áridos Gruesos:** En la Tabla N°4 se muestran los valores de los ensayos realizados al árido grueso.

**Tabla 4**

ARIDO GRUESO	
Desgaste “Los Ángeles	20%
Índice de Agujas	19%
Índice de Lajas	21%
Peso Específico aparente	2.775
Peso específico saturado	2.717
Peso específico seco	2.695
Absorción	0.81%
Polvo Adherido	0.7ml%

**Ensayos Áridos Finos:** En la tabla N°5 se muestran los valores de los ensayos realizados al árido fino.

**Tabla 5**

ARIDO FINO	
Peso Específico aparente	2.772
Peso específico saturado	2.711
Peso Específico aparente	2.700
Absorción	0.90
Equivalente de Arena	85%

**4. Dosificación**

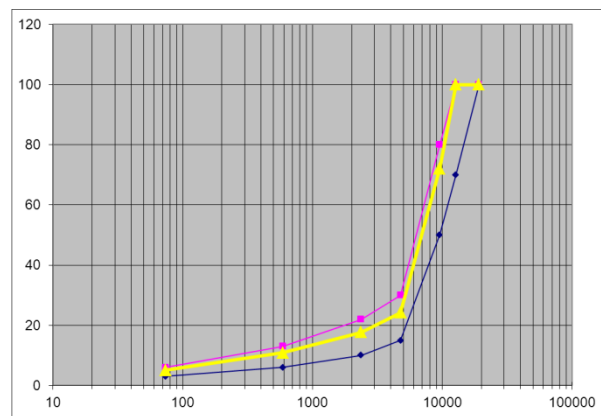
**Composición de la mezcla:** En la Tabla N°6 se muestran los resultados de composición de la granulometría de los agregados.

**Tabla 6**

MATERIALES		%	Dosificación de áridos (%)
Piedra	6:12	76.0	79.8
Cal	CAL	3.0	3.2
Arena de trituración granítica	0:6	16.2	17.00
Asfalto AM3	ASF.	4.8	
		100.0	100

Curvas de los áridos que componen la mezcla y de Límites. En el Grafico N°1 se muestran las curvas obtenidas.

**Grafico N° 1-Curvas granulométricas.**



**Selección de los contenidos de ligante de prueba:**

De acuerdo con las recomendaciones de los distintos métodos de dosificación, se utilizaron para cada una de las curvas adoptadas, los siguientes porcentajes de asfalto: 4.6%; 4.8% y 5%.

**5. Desarrollo**

**Preparación de las muestras:** Se procedió a la preparación de los distintos pastones conforme a los porcentajes de ligante asfáltico elegidos.

Se elaboraron 9 probetas variando el porcentaje de asfalto elegido en la mezcla

Para su elaboración se empleó el método Marshall, aplicando 50 golpes por cara.

Obtenidas las probetas se determinó la densidad aparente y cántabro

Se preparó muestra suficiente para cada uno de los contenidos de ligante tanto para el ensayo Cántabro (Norma Española NLT -352/ 00), como para el ensayo Rice. (Norma Vialidad Nacional VN-E27-84).

La densidad aparente de cada probeta, se la obtiene pesándola y determinando su volumen en forma geométrica.

La medición geométrica se realiza con calibre, determinando el diámetro y la altura con precisión de 0,1mm. Las Tablas N° 7, N° 8 y N° 9 se muestran las medidas para cada porcentaje de asfalto adoptado

**Tabla 7- 5.0 % de asfalto**

N° de probeta	% de asfalto	peso (gr)	Altura (cm)				Diametro (cm)	Densidad Relativa Aparente
			1	2	3	Promedio h	Medida d	
1	5%	1201,6	6,7	6,75	6,8	6,75	10,31	2,134
2	5%	1218,7	6,9	6,9	6,9	6,92	10,34	2,098
3	5%	1204,6	6,7	6,74	6,8	6,74	10,32	2,138

**Tabla 8- 4.8 % de asfalto**

N° de probeta	% de asfalto	peso (gr)	Altura (cm)				Diametro (cm)	Densidad Relativa Aparente
			1	2	3	Promedio h	Medida d	
4	4,8%	1180,5	6,74	6,76	6,74	6,75	10,3	2,101
5	4,8%	1171	6,97	6,9	6,93	6,93	10,29	2,034
6	4,8%	1160,7	6,73	6,76	6,73	6,74	10,35	2,048

**Tabla 9-4.6 % de asfalto**

N° de probeta	% de asfalto	peso (gr)	Altura (cm)				Diametro (cm)	Densidad Relativa Aparente
			1	2	3	Promedio h	Medida d	
7	4,6%	1203	7,85	7,84	7,87	7,85	10,23	1,866
8	4,6%	1202,7	6,86	6,88	6,72	6,82	10,34	2,103
9	4,6%	1204,8	6,82	6,81	6,81	6,81	10,32	2,115

**Ensayo Cántabro Seco:**

Caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cántabro de pérdida por desgaste.

“Esta norma describe el procedimiento a seguir para la determinación del valor de la pérdida por desgaste de las mezclas bituminosas, empleando la maquina los Angeles.

El ensayo permite valorar empíricamente la resistencia a la disgregación de la mezcla, ante los efectos abrasivos y de succión originados por el tráfico” NLT – 352/00.

Las probetas se ensayan a una temperatura comprendida de entre 15 y 30 °C

Se determina la masa de cada probeta (P1), luego de ensayadas las probetas en la maquina los Angeles durante 300 vueltas (9 minutos 45 segundos) se determina el valor P2.

Se calcula el resultado del ensayo de pérdida por desgaste para cada probeta como:

$$P = \frac{P1 - P2}{P1} * 100$$

Dónde:

P= valor de la pérdida por desgaste, en %

P1= masa inicial d la probeta, en gramos

P2= masa final de la probeta, en gramos

**Cántabro Húmedo:**

Efecto del agua sobre la cohesión de mezclas bituminosas de granulometría abierta, mediante el ensayo Cántabro de pérdida por desgaste.

“Esta norma describe el procedimiento de ensayo a seguir para determinar la pérdida de cohesión que se produce por la acción del agua sobre las mezclas bituminosas compactadas de granulometría abierta.

Con el método se obtiene un índice numérico del aumento de pérdida de la masa” NLT – 362/92.

Se determina la masa de cada probeta y se anota como P1. Las probetas se sumergen durante 24 horas en un baño de agua a 60 ± 1 °C. Seguidamente se sacan las probetas del baño y se mantienen en un recinto o estufa regulada a 25 ± 1 °C durante 24 horas, con ventilación forzada.

Finalizado el ensayo se anota la masa P2. Se calcula el resultado del ensayo de pérdida por desgaste para cada probeta como:

$$P = \frac{P1 - P2}{P1} * 100$$

Dónde:

P= valor de la pérdida por desgaste, en %

P1= masa inicial de la probeta, en gramos

P2= masa final de la probeta, en gramos

Luego se debe relacionar las pedidas de Cántabro Húmedo y seco, mediante la siguiente expresión.

$$\text{Índice de Aumento de Pérdida (IAP) (\%)} = \frac{Ps}{Pa} * 100$$

Dónde:

Ps = Pérdida ensayo Cántabro grupo de probetas sumergidas

Pa= Pérdida ensayo Cántabro grupo de probetas no sumergidas

Las recomendaciones más usuales para mezclas porosas para capas de rodadura establecen los siguientes valores máximos y mínimos de exigencias.

% Huecos	> 20 %
Pérdida al Cántabro Seco (25°C)	< 25 %
Pérdida al Cántabro tras Inmersión (24hs, 60°C)	< 35 %

**6. Resultados**

Los resultados de los ensayos realizados para cada uno de los porcentajes de ligante interviniente arrojaron las siguientes características de las probetas.

**Cántabro**

En la Tabla N° 10 se puede observar el porcentaje de desgaste para cada uno de porcentajes de ligante

**Tabla N°10 Cántabro Seco**

Asfalto	Probeta	Peso Inicial	Peso Ensayadas	Desgaste Cántabro	Promedio
%	N°	g	g	%	%
4,6	1	1201,6	1120,7	6,7	7,1
	2	1218,7	1119,2	8,2	
	3	1204,6	1126,7	6,5	
4,8	4	1180,5	1107,1	6,2	6,2
	5	1202,7	1130,2	6,0	
	6	1204,8	1128,8	6,3	
5,0	7	1203	1103,9	8,2	8,8
	8	1168	1052,7	9,9	
	9	1158,1	1063,3	8,2	

En el gráfico N°2 se observa los valores de desgaste en función del porcentaje de ligante

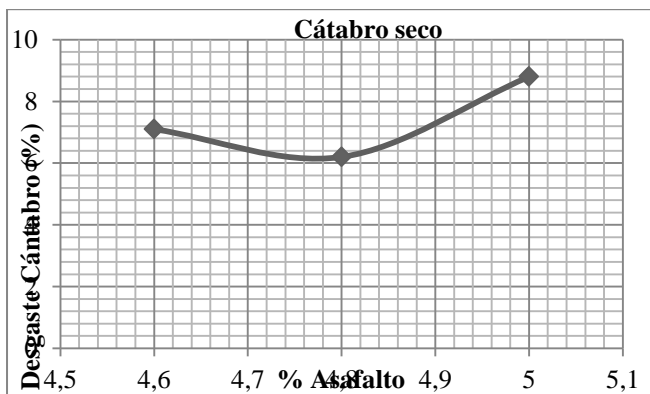


Grafico N°2- Curva Cántabro Seco.

Obteniendo de este modo los porcentajes óptimos de diseño.

Así mismo se escogió un porcentaje óptimo de 4,8% de asfalto AM-3, por ser el que cumple con todos los parámetros recomendados.

Se moldearon 6 probetas y se determinó sus características y los ensayos Cántabro Seco y Cántabro Húmedo para el porcentaje adoptado, en la Tabla N° 11 se muestran sus medidas

Tabla N°11 Medidas de las Probetas

N° de probeta	Peso (gr)	Altura				Diametro Medida d	Densidad Rice	Densidad Relativa Aparente	Vacíos
		1	2	3	Promedio h				
1	1205,1	7,05	7,02	7,07	7,05	10,32	2,54	2,05	19,35
2	1200,1	7,05	7,02	7,04	7,04	10,31	2,54	2,04	19,41
3	1210,6	7,16	7,13	7,17	7,15	10,33	2,54	2,02	20,34
4	1200,9	7,08	7,00	7,13	7,07	10,32	2,54	2,03	19,89
5	1202,5	6,93	6,90	6,89	6,91	10,32	2,54	2,08	17,89
6	1201,2	6,83	6,95	6,84	6,87	10,31	2,54	2,09	17,42

En la tabla N° 12 se observa el porcentaje de desgaste obtenido mediante Cántabro Seco

Tabla N°12 Cántabro Seco

Probeta	P1 (g)	P2 (g)	Desgaste (%)	Promedio (%)
1	1205,1	1112,8	8,3	8,2
2	1200,1	1109,9	8,1	
3	1210,6	1119,8	8,1	

Se observa, en los resultados que todos los porcentajes de ligante de prueba cumplen con la exigencia de la normativa, es decir < 25 % de pérdida por desgaste.

En la tabla N° 13 se observa el porcentaje de desgaste obtenido mediante Cántabro Húmedo

Tabla N°13 Cántabro Húmedo

Probeta	P1 (g)	P2 (g)	Desgaste (%)	Promedio (%)
4	1200,9	1021,8	14,9	12,1
5	1202,5	1063,0	11,6	
6	1201,2	1084,0	9,8	

Se muestra también en la Tabla N°13, que cumple el ensayo de Cántabro Húmedo con los valores recomendados

Calculo del Índice de Aumento de Pérdida

$$\text{Índice de Aumento de Pérdida (IAP) (\%)} = \frac{Ps}{Pa} \times 100$$

Los promedios de las probetas ensayadas correspondientes a cada grupo son:

$$Ps = 12.1\% \\ Pa = 8.2\%$$

$$\text{IAP} = 12.1/8.2 \times 100 = 147.6\%$$

Este valor obtenido es aceptable está dentro de los recomendados.

**7. Conclusiones**

El ensayo cántabro es un método seguro para el diseño de mezclas asfálticas drenantes.

El ensayo Cántabro seco, es un ensayo de fácil ejecución y rápido. Este procedimiento puede emplearse tanto en el proyecto de mezclas en el laboratorio como para su control en obra.

El ensayo Cántabro Húmedo nos brinda información de la cohesión de la mezcla sometidas a la acción del agua.

El valor del ensayo Cántabro Seco obtenido es aceptable, dado que están por debajo de los valores recomendados.

El valor de la cohesión obtenido es satisfactorio, dado que están por debajo de los valores recomendados.

La resistencia a la desintegración y la pérdida de cohesión que se produce por la acción del agua, en la mezcla, son ponderadas mediante los ensayos Cántabro, en Seco y en Húmedo, respectivamente.

El valor del Índice de Aumento de Pérdida es aceptable está dentro de los recomendados.

**8. Referencias/Bibliografía**

- [1] Pliego de especificaciones técnicas generales para concretos asfálticos en caliente y semicaliente del tipo drenantes, Vialidad Nacional (2017).
- [2] Norma NLT-352/00. Caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cántabro de pérdida por desgaste.
- [3] Norma NLT-362/92. Efecto del agua sobre la cohesión de mezclas bituminosas de granulometría abierta, mediante el ensayo cántabro de pérdida por desgaste.

[4] Determinación del porcentaje de ligante óptimo, en mezclas asfálticas abiertas.; Oscar Rebollo, Rubén González; Gerardo Botasso. LEMaC. La Plata. Año 2006

[5] Ensayo Cántabro para mezclas modificadas-D. Félix Pérez Jiménez. Toledo, 14 de marzo de 1991.



# FISURACIÓN DE MATERIALES POR CRECIMIENTO DE LAS RAÍCES DE PLANTAS MURÍCOLAS

Becario: Antonella Dalmarini;antonelladalmarini@yahoo.com

Directora: V. Gabriela Rosato; vilmarosato@yahoo.com.ar

**Área:** Tecnología de los pavimentos rígidos y estructuras. **PID Asociado:** “Fisuración de morteros, ladrillos y revoques por crecimiento de las raíces de plantas murícolas” Código MAUTILP0003782TC



## Resumen

Se ensayaron muestras de morteros de cal antiguo a flexión, compresión, absorción y retención de agua, y se repitieron utilizando probetas de mezclas de cal aérea e hidráulica, comparando los resultados. Estos datos permitieron inferir la susceptibilidad de estos materiales a microorganismos y la resistencia al crecimiento de raíces de plantas.

**Palabras clave:** Morteros, cal, retención de H<sub>2</sub>O, deterioro biológico.

## 1. Introducción

En este Proyecto se buscó analizar la predisposición de los morteros de cal como revoque frente al crecimiento de microorganismos y vegetales.

Partimos de la base de un mortero antiguo proveniente de una edificación de 70 años en condiciones de abandono, de la ciudad de La Plata, utilizando a ésta como referencia para las comparaciones.

## 2. Metodología

Se procedió a la elaboración de distintos morteros de cales, que fueron sometidos a varios ensayos para así luego comparar los resultados con los obtenidos de la muestra antigua previamente analizada.

### 2. 1. Experimental

Para el desarrollo de este ensayo se realizaron morteros de cales, los cuales se eleboraron, en el siguiente orden y con las siguientes dosificaciones:

- MCA I, con la siguiente dosificación: una parte de cal (cal aérea con agua), una parte de arena silíceo, una parte de arena gruesa, y una parte de polvo de ladrillo.
- MCA II, con la siguiente dosificación: dos partes de cal (cal aérea con agua), dos partes de arena silíceo, una parte de arena gruesa, y una parte de polvo de ladrillo.
- MCH, con la siguiente dosificación: un volumen de cal (cal hidráulica), un cuarto de volumen de cemento, cuatro volúmenes de arena silíceo, y un volumen de agua.

A todos los morteros se los ensayó a:

- Flexión y compresión
- Retención y absorción de agua
- Cultivo de mircoorganismos



Figura 1. Mezcla de mortero MCA II



Figura 2. Mortero en estado fresco en proceso de fraguado.

## 3. Resultados (o Resultados y Discusión)

Los resultados obtenidos de los ensayos de flexión, compresión, porosimetría por intrusión de mercurio realizados se muestran en las respectivas tablas.

Morteros	P (KN)	F (Mpa)	Fm (Mpa)
MCI (a)	0,1	0,23	0,47
MCI (b)	0,3	0,70	
MCI (c)	0,2	0,47	
MCH (T7)	0,4	0,94	0,78
MCH (T8)	0,3	0,70	
MCH (T9)	0,3	0,70	

**Tabla 1.** Resistencia a la flexión.

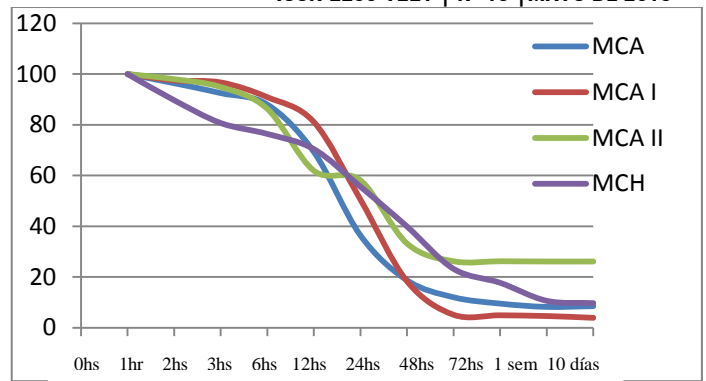
Morteros	P (KN)	F (Mpa)	Fm (Mpa)
MCI (a)	1,5	0,94	0,948
	1,5	0,94	
MCI (b)	1,4	0,87	
	1,7	1,06	
MCI (c)	1,5	0,94	
	1,5	0,94	
MCH (T7)	5,8	3,62	3,58
	5,6	3,50	
MCH (T8)	5,9	3,68	
	5,7	3,56	
MCH(T9)	5,8	3,62	
	5,6	3,50	

**Tabla 2.** Resistencia a la compresión.

	MA	MCA I	MCA II	MCH
Peso Inicial (g)	139,1	207,5	218,5	544,1
0 hs	100	100	100	100
1 hr	96,4	97,5	98,0	89,7
2 hs	92,5	96,7	94,9	80,7
3 hs	88,0	90,9	86,3	76,4
6 hs	69,3	81,1	61,9	70,4
12 hs	36,4	50,5	58,1	55,6
24 hs	18,7	18,3	33,2	39,9
48 hs	12,0	5,1	26,2	23,2
72 hs	9,5	4,9	26,2	17,7
1 semana	8,2	4,6	26,1	10,6
10 días	8,5	3,9	26,1	9,7
Peso seco (g)	116,4	193,0	182,2	488,3
Agua Absorbida	26,6	14,5	36,3	55,79

**Tabla 4.** Retención y absorción de líquidos.

En la siguiente gráfica visualizaremos los resultados obtenidos de las observaciones del ensayo de retención y absorción de líquidos de los distintos morteros.



**Figura 3.** Retención y absorción de líquidos

#### 4. Conclusiones

Tras la realización de cada uno de los respectivos ensayos a cada uno de los morteros, con su posterior análisis y comparación con la muestra de mortero antiguo, se llegaron a las siguientes conclusiones:

- El mortero realizado de cal aérea es más semejante al mortero antiguo tomado como referencia.
- Los morteros de cal hidráulica tuvieron mayor resistencia que los de cal aérea.
- El mortero antiguo tiene escaso porcentaje de volumen de poro por encima de los 10.000 nm, lo que dificulta el crecimiento de microorganismos.
- En cuanto a la retención de agua, a las 24 hs ya hay una pérdida importante, que se estabiliza a las 72 hs. Esta falta de agua dificulta la colonización de microorganismos y plantas.
- Los morteros de cal aérea, en especial la primera elaboración de morteros, la resistencia a la flexión se acerca al valor de la presión osmótica de la raíz (-0,1 MPa a -0,51 MPa).

#### Agradecimientos

A la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata por la beca otorgada y por el financiamiento de los ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio; al Ing. Marcelo Barreda por la ayuda con los ensayos mecánicos, a la restauradora Rosana Lofeudo por facilitarnos la dosificación de materiales utilizada para la preparación de revocos antiguos.

Al LEMaC por la oportunidad otorgada para realizar este trabajo; a mi tutora por orientarme en esta investigación.

#### Referencias/Bibliografía

- Norma IRAM Experimental 1622:2002
- Guía de Metodologías y Procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC.
- Guillte, O. (1995) Bioreceptivity: a new concept for building ecology Studies. The Science of the Total Environment 167:215-220.
- Prunell S. B., Rosato V. G., Sota J. D. 2012. Adiciones en el cemento Portland y su relación con el biodeterioro. V Congreso Internacional de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, 19ª Reunión Técnica "Ing. Oscar R. Batic" y 4º Concurso Nacional de alumnos,

Bahía Blanca, 7-9 de Noviembre de 2012. ISBN 978-987-21660-6-9 pp. 15-21.

- Azcón-Bieto, Joaquín; Talón, Manuel (2000) Fundamentos de fisiología vegetal. Mc. Graw-Hill-Interamericana y Edicions Universitat de Barcelona.





# ENSAYO DE PUNZONADO

Becario; Regis Andrés García Thanner<sup>1</sup>; regis\_garcia94@outlook.com

Director; Oscar Rebollo<sup>2</sup>; orebollo@frlp.utn.edu.ar

<sup>1,2</sup> LEMaC Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, Calle 60 y 124, (1900) La Plata, Bs. As., Argentina

**Área:** Tecnología de los pavimentos flexibles. **PID Asociado:** “Utilización de distintos polímeros como modificadores de cemento asfáltico y su incidencia en el desempeño de mezclas asfálticas densas y semidensas”. Código: IFI4366TC



## Resumen

*Este ensayo fue Desarrollado en Corea por el Prof. K. W. Kim y sirve el propósito de evaluar la resistencia a la deformación “Sd” de una mezcla asfáltica. Es una herramienta sencilla de usar, se encuentra al alcance de la mayoría de laboratorios, es de rápido control en obra y sus resultados se correlacionan con los resultados de WTT (Wheel Tracking Test). Para ello se requiere reproducir en el laboratorio una carga inducida por un neumático, en una temperatura crítica (60°C) y que la dirección de aplicación de la carga sea la misma que la de compactación de la capa de mezcla asfáltica. También se tiene que tomar en cuenta que una rueda transmite al pavimento una carga a través de una sección aproximadamente circular, dado que un neumático no es una superficie plana sino que tiene “hombros” o forma redondeada en sus bordes. Esta forma influye en la distribución de tensiones de compresión y corte en la capa del pavimento. Para ello se diseña un vástago o cabezal de carga con una sección proporcional a la del neumático. La resistencia a la deformación “Sd”, se relaciona de mejor manera con la profundidad de ahuellamiento (PRaire) y pendiente de ahuellamiento (WTSaire), obtenidos de ensayo WTT, a 60°C y hasta los 10000 ciclos de carga para una determinada mezcla asfáltica.*

**Palabras clave:** Asfalto, Marshall, Temperatura, ahuellamiento, ensayo de rueda cargada

## 1. Introducción

A partir del 2005 se usó el ensayo de rueda cargada (WTT), bajo la norma BS EN 12697-22:2003, para la evaluación del comportamiento a deformación permanente de mezclas asfálticas. No obstante, existe la dificultad de realizar un control expeditivo en obra de los parámetros de profundidad de ahuellamiento proporcional (PRaire) y la Pendiente de ahuellamiento (WTSaire) de diseño obtenido del WTT. Esto se debe a la dificultad de toma de muestras de pavimento y a la duración del ensayo. Por lo tanto, con el fin de simplificar el control in situ de las mezclas asfálticas se implementa el ensayo de punzonado. Este ensayo permite realizar un seguimiento en laboratorio de la susceptibilidad a la deformación permanente de mezclas asfálticas que fueron, durante su etapa de diseño, verificadas con el ensayo de rueda cargada. Con este procedimiento se puede valorar la resistencia a la deformación permanente “Sd” y correlacionarse con los resultados del ensayo de rueda cargada (WTT). Para llevar a cabo este ensayo se hace uso de probetas tipo Marshall o testigos calados de las probetas ensayadas de WTT, ensayado con equipos de fácil obtención para la mayoría de laboratorios de obra, dada su simpleza y bajo costo.

## 2. Metodología

Se utilizó para este trabajo una mezcla asfáltica en caliente de denominación CAC D19, en la cual se va a variar el tipo asfalto, manteniendo constante su granulometría, los asfaltos utilizados en este caso fueron CA-20 de acuerdo con la Norma IRAM 6835 y este se modificó en el LEMaC con NFU obteniéndose un asfalto modificado con caucho de denominación según la Norma IRAM 6673 como AC-2, con estos se moldearon probetas Marshall para realizar el ensayo de Punzonado (S<sub>D</sub>) y, probetas para el ensayo de Rueda

Cargada (WTT), a las cuales después del ensayo se le extraerán testigos para realizarles el ensayo de Punzonado (S<sub>D</sub>).

A la hora de realizar el ensayo de Punzonado, se tiene que tener en cuenta que una rueda transmite al pavimento una carga a través de una sección aproximadamente circular, dado que un neumático no es una superficie plana sino que tiene “hombros” o forma redondeada en sus bordes. Esta forma influye en la distribución de tensiones de compresión y corte en la capa de pavimento. Para ello se diseña un vástago o cabezal de carga con una sección proporcional a la del neumático. Para probetas de 100 mm y 150 mm de diámetro, las dimensiones más apropiadas para el vástago son un diámetro de 40 mm y bordes con una curvatura de un radio de 10 mm, según el estudio de Doh.

Para realizar el ensayo de Punzonado se usó una prensa Marshall adaptada. Se moldearon 3 probetas Marshall las cuales se compactaron con 75 golpes por cara, y se moldearon 2 probetas para el ensayo de Rueda Cargada de las cuales después de ser ensayadas se les extrajeron 2 testigos para el ensayo de Punzonado, sobre la zona no ensayada para llevar al cabo el estudio. De estas probetas y testigos se tomaron sus propiedades físicas y fueron enumeradas y clasificadas. Para realizar el ensayo de Punzonado, estas fueron acondicionadas a 60°C sumergidas en agua por un periodo de 30 minutos. Luego se preparó la prensa Marshall para realizar el ensayo. El peso del vástago utilizado fue de 2267 gr con 40,5mm de diámetro y un “r” de 10mm.

El ensayo consiste en aplicar a la probeta de mezcla asfáltica una carga a través del vástago a una velocidad de 50,8mm/min (correspondiente a la velocidad del ensayo Marshall) hasta alcanzar la rotura. El vástago se introduce en la mezcla asfáltica provocando una deformación “y”.

Cuando se alcanza la máxima carga P el ensayo se detiene y queda registrada la evolución tanto de la carga como de la deformación “y” durante el ensayo. Con esos datos es posible calcular la resistencia S<sub>D</sub>.

$$S_D = \frac{P}{A_p} \quad (1)$$

Siendo:

S<sub>D</sub>: Resistencia a la deformación

P: carga máxima

A<sub>P</sub>: Área transversal dejada por el vástago (esta varía con respecto a la profundidad “y”)

$$A_p = \frac{\pi}{4} [D - 2(r - \sqrt{2ry - y^2})]^2 \quad (2)$$

Siendo:

D: diámetro de cabezal de carga

r: radio de los hombros del vástago

## 2. 1. Análisis de los Materiales Utilizados

- a. Caracterización del árido grueso, se muestran en la siguiente Tabla N° 1

ARIDO GRUESO	
Desgaste “Los Ángeles	20%
Índice de Agujas	19%
Índice de Lajas	21%
Peso Específico aparente	2.775
Peso específico saturado	2.717
Peso específico seco	2.695
Absorción	0.81%
Polvo Adherido	0.7ml%

- b. Caracterización del árido finos, se muestran en la siguiente Tabla N° 2

ARIDO FINO	
Peso Específico aparente	2.772
Peso específico saturado	2.711
Peso Específico aparente	2.700
Absorción	0.90
Equivalente de Arena	85%

- c. Granulometría, se muestran en la Tabla N° 3

GRANULOMETRIA DE LOS ARIDOS					
Tamiz	Abertura	6:20	6:12	0:6	CAL
(In)	(µm)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	25400	100	100	100	100
3/4	19100	99,7	100	100	100
1/2	12700	63,1	99,6	100	100
3/8	9520	36,9	83,8	100	100
4	4760	4,1	1,0	99,1	100
8	2380	0,3	0,2	81,0	100
30	590	0,2	0,1	40,6	100
50	297	0,1	0,1	29,5	100
200	74	0,1	0,0	10,8	87,8

- d. Clasificación de los asfaltos, en la tabla N°4 se muestra los ensayos realizado al asfalto convencional.

Ensayo	Método	Unidad	Resultados
Viscosidad 60 °C	IRAM 6836	dPa s	1889
Índice de Penetración de Pfeiffer	IRAM 6604	---	-0,3
Viscosidad 135 °C	IRAM 6836	MPa s	412
Oliensis	IRAM 6594	---	negativo
<b>Sobre el residuo de RTFOT IRAM 6839</b>			
Índice de durabilidad	5.3	---	2
Ductilidad a 25 °C, 5 cm / min., (cm)	IRAM 6579	cm	> 100
Clasificados por viscosidad	IRAM 6835	CA - 20	

Tabla N°4

- e. En la Tabla N° 5 se muestran los valores del asfalto modificado con caucho

Ensayo	Método	Unidad	Resultados
Penetración (25 °C;100 g; 5 s)	IRAM 6576	0,1 mm	56
Punto de ablandamiento	IRAM 6841	°C	55
Recuperación elástica torsional	IRAM 6830	%	20
Viscosidad rotacional a 170 °C	IRAM 6837	mPa.s	512
<b>Sobre el residuo de RTFOT IRAM 6839</b>			
Penetración (respecto de la penetración original) retenida	IRAM 6576	%	91
Pérdida de masa	IRAM 6839	%	0,5
<b>Ensayo de estabilidad al almacenamiento IRAM 6840</b>			
Diferencia de punto de ablandamiento	IRAM 6841	°C	3

Tabla N°5

## 2. 2. Diseño de la Mezcla Asfáltica CAC D19

En la Tabla N° 6 se muestran las curvas Límites y la curva adoptada de la combinación de los agregados que la componen.

Abertura	Tamiz N°	Curva Mínima	Curva de la Mezcla	Curva Máxima
(µm)	(In)	(%)	(%)	(%)
25400	1	100	100	100
19100	3/4	83	99,87	100
12700	1/2	70	83,34	87
9520	3/8	60	69,55	75
4760	4	42	43,91	60
2380	8	29	34,86	47
590	30	15	18,64	29
297	50	11	14,16	21
74	200	4	6,38	8

Tabla N°6

En el Grafico N°1 se muestra la gráfica de las curvas dadas

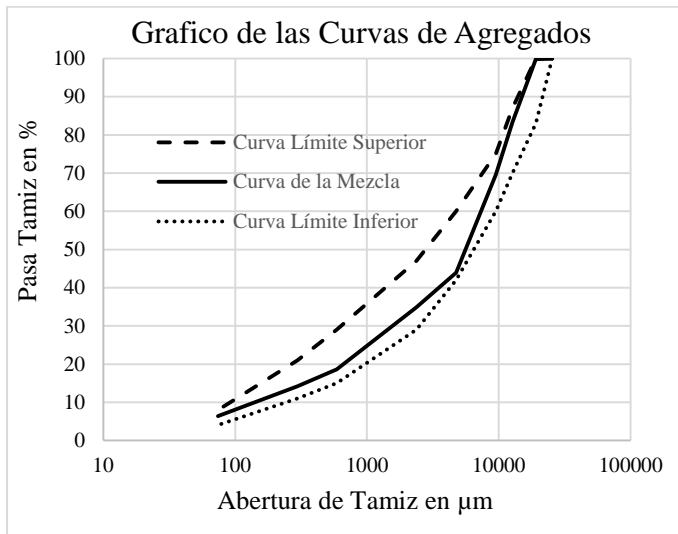


Grafico N°1

### 3. Resultados y Discusión

En la tabla N°7 se muestran los valores obtenidos del ensayo sobre las probetas Marshall, moldeada junto a las probetas de WTT con los que serían comparados los valores de ahuellamiento, profundidad y pendiente de huella, con los valores de  $S_D$ . Con los testigos obtenidos de la probeta moldeada para realizar el ensayo WTT y con los valores obtenidos de  $S_D$  se calcularon las exigencias que deben de cumplir las mezclas en planta e in situ.

Tipo	Codigo	Moldeo	Carga Máxima (P)	Deformación (Y)	Resistencia a la Deformación Permanente
	N°		(KN)	(mm)	(KN/mm <sup>2</sup> )
Probetas	1	1	5,2	0,99	8,11
	2		5,0	0,89	8,03
	3		5,2	0,92	8,20
Testigos	4	1	3,2	1,94	4,04
	5		4,0	3,09	4,31
	6		3,6	1,62	4,82
	7		3,2	2,27	3,83

Probeta WTT	PRDaire(%)	WTSaire(mm/10 <sup>3</sup> )
1	6,3	0,142

Tabla N°7

En la Tabla N°8 se muestran los valores obtenidos del ensayo sobre la mezcla CA+NFU moldeada junto a las probetas de WTT con los que serían comparados los valores de ahuellamiento, profundidad y pendiente, con los valores de  $S_D$ . Con los testigos obtenidos de la probeta moldeada para realizar el ensayo WTT y con los valores obtenidos de  $S_D$  se calcularon las exigencias que deben de cumplir las mezclas en planta e in situ.

tipo	Codigo	Moldeo	Carga Máxima (P)	Deformacion (Y)	Resistencia a la Deformación Permanente ( $S_D$ )
			(kN)	(mm)	(kN/mm <sup>2</sup> )
Probetas	1	2	5,5	0,68	9,48
	2		5,3	0,85	8,61
	3		5,7	1,09	8,63
Testigos	4	2	4,1	1,52	5,60
	5		4	1,92	5,07
	6		4,2	1,5	5,77

Probeta WTT	PRDaire(%)	WTSaire(mm/10 <sup>3</sup> )
2	4,55	0,068

Tabla N°8

Los valores  $S_D$  de las probetas se les llaman  **$S_D$  referencia 1** y los valores  $S_D$  de los testigos se les llaman  **$S_D$  referencia 2**, los moldeos corresponden a la mezclas con que se confeccionaron las probetas y los testigos.

Según Vialidad Nacional los resultados Profundidad de huella ( $Pr_{aire}$ ) y la pendiente de ahuellamiento ( $WTS_{aire}$ ) que deben tener las probetas del ensayo de rueda cargada (WTT) están en definidos por el tipo de tránsito. Una vez que se moldean las probetas y calan los testigos estos sirven para hacer el control de calidad tanto en planta como en in situ. Los resultados de punzonado de las probetas moldeadas en planta se las llamara  **$S_D$  laboratorio** y de los testigos calados en obra se los llamara  **$S_D$  in situ**. Por lo tanto mientras que se cumpla la siguiente regla se podrá rechazar o aceptar la obra. En los casos que no cumpla el SD in situ se podrá calar un testigo para un ensayo de rueda cargada para verificar si los resultados de profundidad de huella y pendiente de ahuellamiento cumplen con los requisitos fijados por vialidad nacional.

Si $S_{DLAB} > S_{DREF1}$ y $S_{D in situ} > S_{DREF2}$	Se aprueba
Si $S_{DLAB} < S_{DREF1}$ ó $S_{D in situ} < S_{DREF2}$	No esta aprobada

En los casos donde los  $S_D$  in situ sean menores que los  $S_D$  referencia 2 se podrá calar un testigo para realizar el ensayo WTT para verificar si se encuentra o no dentro de lo especificado por Vialidad Nacional. Caso de que no cumplan se deberá de rechazar y volver hacer.

### 4. Conclusiones

Con los valores obtenidos en los ensayos de punzonado puede apreciarse que las mezclas con contenido de CA20+NFU tuvieron un valor  $S_D$  mayores que la mezcla con asfalto CA20. Esto significa que para mezclas con una misma matriz granulométrica con NFU tendrán un mejor comportamiento frente a la deformación permanente que con asfaltos sin modificar.

A mayores valores de Resistencia a la deformación permanente ( $S_D$ ) se tendrán menores valores de profundidad de ahuellamiento y menores pendientes de ahuellamiento.

Los valores de  $S_D$  de las mezclas varían dentro de un margen pudiendo establecer un valor de referencia para cada mezcla.

#### **Agradecimientos**

Gracias al Ingeniero Oscar Rebollo por su guía en el trabajo y a los becarios que asistieron a la elaboración de las probetas y calado de testigos.

#### **Referencias/Bibliografía**

- [1] Pliego de Especificaciones Técnicas Generales 2017, para concreto asfálticos en caliente del tipo denso de Vialidad Nacional
- [2] PRE-XVII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, “Implementación de un ensayo para la evaluación de la resistencia al ahuellamiento de mezclas asfálticas” Dra. Ing. Silvia Angelone. Noviembre de 2014 Buenos Aires Argentina.
- [3] XVI CILA IBP2310\_11 Ensayo de punzonado para el control en obra de mezclas asfálticas. Junio de 2014, Madrid España
- [4] Comportamiento de materiales viales. Diseño y control de mezclas asfálticas frente a la deformación permanente. Tesis Doctoral de la Mg. Ing. Silvia María Angelone



