

EXPOSICIÓN DE TESIS DE BECARIOS DE INVESTIGACIÓN 2016

INDICE

- 3 METODOLOGIAS APROPIADAS DE ANALISIS PARA ESTABILIZACIONES DE SUELO, CEMENTO Y ESTABILIZANTE QUIMICO EN FORMA COMBINAD**
Becario: Anael Porro. Director: Gladys Sosa y Martín Villanueva
- 9 VALORACIÓN DE LA ADHERENCIA DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA POR MEDIO DE DISTINTOS ENSAYOS**
Becario: María Carolina Buscaglia. Director: Ignacio Zapata Ferrero
- 15 HORMIGONES DE APERTURA TEMPRANA AL TRÁNSITO PARA REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS**
Becario: Nicolás Daniel Battista y Juan Francisco Taranto. Director: Marcelo Fabián Barreda
- 21 DESARROLLO DE MODELOS DE CORRELACIÓN ENTRE LA CURVA CARGA VS DEFORMACION DEL ENSAYO MARSHALL AUTOMATIZADO Y LA PENDIENTE DE AHUELLAMIENTO DEL ENSAYO DE WHEEL TRACKING TEST**
Becario: Javier Bombelli. Director: Julián Rivera
- 27 CARACTERIZACIÓN DE ASFALTOS CONVENCIONALES Y MODIFICADOS**
Becario: Aldana Aylen Orellana. Director: Oscar Raul Rebollo
- 33 OBTENCION DE LOS PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN UNIVERSAL DE UZAN A PARTIR DE ENSAYOS VIALES CLÁSICOS**
Becario: Mauro Domínguez y Constanza Verdú. Director: Luciano Brizuela
- 39 MEDICION DE FISURAS EN MUROS OCASIONADAS POR NICOTIANA GLAUCA**
Becario: Jeremias Borghello. Director: Vilma Gabriela Rosato
- 45 TECNOLOGÍAS DE DISPERSIÓN DE POLÍMEROS EN ASFALTO**
Becario: Carolina Gerardi y Adriana Noemí Huespe Mercado. Director: Enrique Giaccio y Gerardo Botasso
- 59 CONTROL DE ESCURRIMIENTOS MEDIANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE DISPOSITIVOS TENDIENTES AL IMPACTO HIDROLÓGICO CERO**
Becarios: Cedrik Paola Soledad, Gimenez Franco Leonel, Morgante Lucas, Palmitano Florencia, Urruspuru Juan. Directores: Ing. Mena Guillermo, Ing. Gamino Alicia e Ing. Queizan Ángel.

“METODOLOGIAS APROPIADAS DE ANALISIS PARA ESTABILIZACIONES DE SUELO, CEMENTO Y ESTABILIZANTE QUIMICO EN FORMA COMBINADA”

Becaria: Anael Porro

Directores: Gladys Sosa y Martín Villanueva

Proyecto de I+D+i de pertenencia:

“Análisis para la calibración a las condiciones locales de modelos para el diseño de pavimentos basados en evaluaciones superficiales y estructurales”
Código TVUTILP0003943TC



1. Resumen

Los suelos utilizados para la conformación del paquete estructural vial en la región de La Plata, generalmente son estabilizados con agentes hidráulicos y/o químicos. En este trabajo se pretende evaluar para un tipo de suelo característico de la zona, la metodología más apropiada para analizar su estabilización con diversos contenidos de ligante hidráulico y contenidos de estabilizante químico en forma combinada.

2. Fundamentos

Uno de los métodos más extendidos en el área vial para la estabilización de suelo seleccionado, está constituido por la adición de cemento y también, desde hace algunos años, el aditamento de agentes químicos.

Dado que la zona de influencia de La Plata se caracteriza, casi en su totalidad, por presentar suelos finos, se debe aceptar que el más apto que se puede encontrar, desde el punto de vista vial como suelo seleccionado, es el que clasifica como A-4. Este material utilizado como base en el paquete estructural vial una vez estabilizado, presenta condiciones relativamente homogéneas, debido a lo cual cabe esperar que establecer una generalidad en el comportamiento del mismo, ante la adición de estabilizantes hidráulicos y/o químicos, permita visualizar un modelo de comportamiento del material en cuestión, en estas situaciones.

3. Desarrollo experimental

Materiales utilizados:

- Suelo seleccionado extraído de una cantera de los alrededores de La Plata, cuya clasificación HRB fue A-4 (0) denominado N° Lab 711.
- Cemento Portland Compuesto (CPC-40) Avellaneda
- Aditivos químicos denominados como: A (rojo) y B (amarillo).

Con la clasificación establecida, se le realizó al suelo, el ensayo de Compactación (Proctor), obteniendo la Densidad Seca Máxima ($D_{seca_{m\acute{a}x}}$) y Humedad Optima (Hópt), y de Valor Soporte Relativo (VSR), con su correspondiente Hinchamiento (H). En la Figura 1 se observan los resultados obtenidos en estos ensayos.

Proctor	VSR
Dseca _{máx} = 1,470 g/cm ³	VSR = 17,7%
H _{ópt} = 24,6%	H = 1,8%

Figura 1. Resultados de caracterización del suelo seleccionado

Luego de obtener estos resultados, que fueron tomados “de referencia”, se procedió a realizar ensayos de Compactación, de VSR y de Resistencia a Compresión Inconfinada (RCI)* a las combinaciones que se observan en la Tabla 1.

Tabla 1. Comparación de resultados productos A y B, aditivación simultánea

	Proctor		VSR		RCI
	D seca máx	H _{ópt}	VSR	H	Tensión promedio
711 + 1,5 CTO	1,426 g/cm ³	27,8%	27,4%	0,2%	Se disolvieron
711 + 1,5 CTO + 3 cm ³ de B	1,435 g/cm ³	24,4%	35,4%	0,5%	Se disolvieron
711 + 1,5 CTO + 3 cm ³ de A	1,431 g/cm ³	26,3%	32,3%	0,3%	1,4 Kg/cm ²

Nota: Para el proceso de aditivación con el producto A y B, se diluyen X cantidad de centímetros cúbicos en un litro de agua (en este caso la cantidad diluida fue de 3 cm³) y se aplica esta solución a razón de 10 cm³ por cada kilogramo de suelo seco a aditivar, siguiendo el procedimiento “LEMaC-B07/12 - Metodología para el análisis de la incorporación de un estabilizante químico de suelos en la estabilización de tipo suelo-cemento”.

* El ensayo de RCI se ejecutó según la metodología “LEMaC-B05/15 - Resistencia inconfinada de capas de suelo cemento que emplean suelos finos”

En el paso anterior la incorporación del cemento y el estabilizante se realizó de manera simultánea. Analizados los resultados expuestos, se decidió realizar nuevos ensayos de Compactación y VSR, pero esta vez aplicando el proceso de “curado” del suelo luego de haber sido aditivado con el estabilizante, según las indicaciones propuestas por el fabricante del producto. Siguiendo este procedimiento las combinaciones que se ensayaron fueron las de la Tabla 2.

Tabla 2. Comparación de resultados producto A y B, aditivación no simultánea

	Proctor		VSR	
	D seca máx	H _{ópt}	VSR	H
711 + 3 cm ³ de A	1,468 g/cm ³	24,6%	20,3%	0,20%
711 + 3 cm ³ de B	1,485 g/cm ³	24,5%	23,6%	0,5%
711 + 3 cm ³ de A + 1,5 CTO	1,435 g/cm ³	25,5%	28,0%	0,2%
711 + 3 cm ³ de B + 1,5 CTO	1,453 g/cm ³	24,5%	29,5%	0,3%

Se observó que los VSR obtenidos mediante la primera metodología de mezclado aplicable eran superiores (es decir mezcla en forma simultánea), por lo que se decidió ratificarla para el resto del estudio. Además se observaron mejores

resultados con el producto estabilizante B que con el A, por lo que en el resto del estudio se decidió utilizar dicho aditivo.

En esta instancia, se ejecutaron también ensayos de Compactación y VSR al suelo con una adición de 6 cm³ de producto A, manteniendo la cantidad de cemento en 1,5 %, comprobándose que no se modificaron los valores de Compactación ni de VSR. Por esto se dedujo que la dotación utilizada previamente sería la óptima para este material, manteniéndola fija de aquí en adelante.

Luego, se procedió a analizar las curvas de evolución de la Dseca_{máx} y H_{ópt} a contenidos crecientes de cemento, en estabilizaciones de suelo seleccionado + cemento. Se obtuvieron los resultados que se observan en la Tabla 3.

Tabla 3. Resultados de RCI para contenidos crecientes de cemento

	Proctor		RCI
	D seca máx	H ópt	Tensión promedio
711	1,459 g/cm ³	25,8%	Se disolvieron
711 + 1,5 CTO	1,434 g/cm ³	26,2%	Se disolvieron
711 + 3 CTO	1,436 g/cm ³	26,2%	2,3 Kg/cm ²
711 + 5 CTO	1,445 g/cm ³	25,1%	9,4 Kg/cm ²
711 + 7 CTO	1,437 g/cm ³	25,9%	17,4 Kg/cm ²
711 + 9 CTO	1,420 g/cm ³	26,5%	21,4 Kg/cm ²

Una primera conclusión de los resultados es que no pueden aplicarse determinaciones de RCI en contenidos de cemento menores al 2 %, por disgregarse las probetas, previo a su ensayo.

Al graficar, luego, los resultados de Dseca_{máx} y H_{ópt}, puede observarse la existencia de tendencias, más allá de los valores puntuales. En la Figura 1 se observa lo señalado.

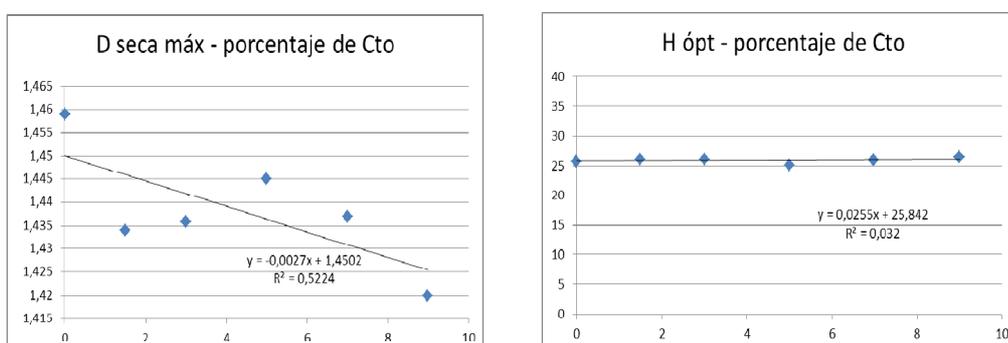


Figura 1. Tendencias obtenidas en los ensayos

Como el Coeficiente de Determinación (R^2) de estas líneas de tendencia da valores deficientes, se decidió eliminar los valores correspondientes al 1,5 % y 3,0 % de

cemento, ya que por su alejamiento de la tendencia del resto de los resultados pueden implicar se tratan de datos atípicos. La gráfica finalmente resultante es la que se observa en la Figura 2, que presenta un R^2 más adecuado.

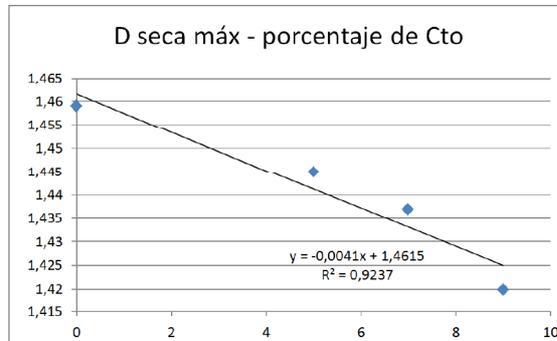


Figura 2. Tendencia resultados suelo+cemento

Por otro lado, se decidió analizar esta tendencia en mezclas de suelo seleccionado, cemento y estabilizante químico B, según se observa en la Tabla 4 y en la Figura 3.

Tabla 4. Resultados de suelo+cemento+estabilizante

	Proctor	
	D seca máx	H ópt
711 + 3 cm ³ de B + 0 CTO	1,453 g/cm ³	25,7%
711 + 3 cm ³ de B + 5 CTO	1,469 g/cm ³	24,8%
711 + 3 cm ³ de B + 9 CTO	1,506 g/cm ³	23,8%

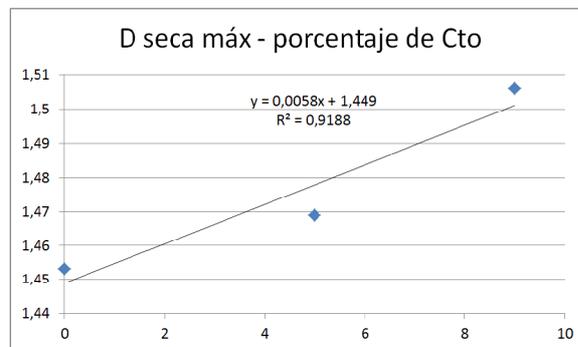


Figura 3. Tendencia de resultados de suelo+cemento+estabilizante

Del análisis de los resultados y de las gráficas generadas, se interpreta que:

- la Hópt se mantiene constante (aprox. 26 %) más allá de las cantidades de cemento que se adicionen y del empleo o no del agente químico
- la pendiente de las gráfica Dseca_{máx} vs. Porcentaje de Cto, cuando el suelo no está aditivado químicamente, es negativa. Todo lo contrario sucede cuando el suelo está estabilizado con el agente químico.

Para corroborar si las diferencias en la RCI en el rango de las $D_{seca_{m\acute{a}x}}$ alcanzadas entre 0 % y 9 % de cemento, resultaban significativas, y por lo tanto confirmar si es necesario aplicar determinaciones de Compactación en cada caso analizado, se decidió analizar las RCI para mezclas con un mismo contenido de cemento (5 %), con valores de $D_{seca_{m\acute{a}x}}$ de 1,440 g/cm³ y 1,500 g/cm³ y una $H_{\acute{o}pt}$ de 26 %. Mediante este análisis se establece que:

- Para mezclas de suelo + cemento la RCI aumenta aproximadamente un 50 %
- Para mezclas de suelo + cemento + estabilizante aumenta aproximadamente un 30 %

Por lo expresado, puede establecerse que debe efectuarse el análisis de Compactación para cada combinación de materiales, pues las diferencias relativas en las $D_{seca_{m\acute{a}x}}$ llevan a diferencias no despreciables en la RCI.

Si bien a bajos contenidos de cemento, se observa con el ensayo de VSR que existe un incremento de la capacidad portante en mezclas de suelo + cemento + estabilizante, respecto de mezclas de suelo + cemento, se decide analizar como paso siguiente si el ensayo de RCI permite establecer estas mismas diferencias. A continuación se realizaron pruebas de RCI sobre el suelo con la adición de 2, 3 y 4 % de cemento, con las $D_{seca_{m\acute{a}x}}$ extraídas de las gráficas anteriormente confeccionadas y nuevamente con la adición de estabilizante químico B y sin la adición del mismo, con los resultados de la Tabla 5.

Tabla 5. Resultados de RCI para diversas combinaciones

	Proctor		RCI
	$D_{seca_{m\acute{a}x}}$	$H_{\acute{o}pt}$	Tensión promedio
711 + 3 cm ³ de B + 2 CTO	1,461 g/cm ³	25,8%	Se disolvieron
711 + 3 cm ³ de B + 3 CTO	1,466 g/cm ³	26,2%	1,2 Kg/cm ²
711 + 3 cm ³ de B + 4 CTO	1,472 g/cm ³	26,2%	5,9 Kg/cm ²
711 + 2 CTO	1,454 g/cm ³	25,1%	Se disolvieron
711 + 3 CTO	1,450 g/cm ³	25,9%	2,6 Kg/cm ²
711 + 4 CTO	1,445 g/cm ³	26,5%	6,1 Kg/cm ²

Se observa aquí, que al menos hasta el 4 % de cemento no es posible visualizar mediante el ensayo de RCI, la mejora que sí pone en evidencia el ensayo de VSR.

4. Conclusiones

Por todo lo expresado se puede concluir, gracias al estudio efectuado, que:

- El proceso de aditivación de suelo + cemento + estabilizante, debe efectuarse de manera simultánea.
- El estabilizante B permite obtener mejores resultados que el estabilizante A.

- Existe una tendencia a que la $D_{seca_{m\acute{a}x}}$ disminuya con el incremento del contenido de cemento en mezclas de suelo + cemento, y se incremente en mezclas de suelo + cemento + estabilizante.
- Debido a que las variaciones obtenibles en la $D_{seca_{m\acute{a}x}}$ redundan en diferencias no despreciables en cuanto a RCI, es necesario efectuar ensayos de Compactación para cada combinación de suelo + cemento + estabilizante y suelo + cemento, que se decida analizar. Se observa en cambio que la $H\acute{o}pt$ se mantiene relativamente constante.
- El ensayo de VSR permite poner en evidencia a contenidos de cemento del 1,5 %, el incremento en la capacidad portante obtenible en mezclas de suelo + cemento + estabilizante respecto de mezclas de suelo + cemento.
- No es posible aplicar el ensayo de RCI en mezclas con menos de un 2 % de cemento, porque las probetas se disgregan previo a su ensayo.
- No es posible mediante el ensayo de RCI poner de manifiesto el incremento en la capacidad portante obtenible en mezclas de suelo + cemento + estabilizante respecto de mezclas de suelo + cemento, en contenidos de cemento menores al 4 %.

Resta para el estudio:

- Establecer para contenidos de cemento superiores al 4 %, cuáles son las diferencias obtenibles en cuanto a incremento de la resistencia entre ambos tipos de mezclas. De esa forma se puede arribar al contenido de cemento mínimo para el cual es aplicable el ensayo de RCI.
- Una vez obtenido ese resultado, analizar los VSR obtenibles desde el 1,5 % de cemento hasta ese valor, analizando la curva de tendencia para ver hasta qué contenido de cemento resulta válido su empleo, pudiéndose identificar incluso si existe un rango de contenido de cemento en donde ninguno de los dos ensayos podrían ser utilizados como de referencia.

5. Bibliografía

Normas de Vialidad Nacional

- VN-E3-65 Limite Plástico e Índice de Plasticidad.
- VN-E4-84 Clasificación de Suelos.
- VN-E5-65 Compactación de Suelos.
- VN-E6-84 Determinación del V.S.R e Hinchamiento de Suelos.

Guía de Metodologías y procedimientos para uso Vial Desarrollados en el LEMaC.

“VALORACIÓN DE LA ADHERENCIA DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA POR MEDIO DE DISTINTOS ENSAYOS”

Becario: María Carolina Buscaglia

Director: Ing. Ignacio Zapata Ferrero



Proyecto de I+D+i de pertenencia: “Correlación entre módulos dinámicos y deformaciones plásticas permanentes en mezclas asfálticas densas”.

Código: MAIFILP0002089TC Código de incentivos: 25/IM01

1. Resumen

La falta de adherencia entre el árido y el ligante ha sido un tema a considerar para lograr disminuir los deterioros originados en los pavimentos por este fenómeno. La ausencia de adherencia genera desprendimientos que pueden llegar a favorecer el ingreso de agentes agresivos a las capas inferiores del paquete estructural o actuar sobre la superficie de rodamiento. La presencia de agua pone de manifiesto los problemas que se suscitan de adhesión entre los agregados y el asfalto, y la interacción entre ellos. En el presente trabajo se evaluó la adherencia de una mezcla asfáltica por el método de Lottman, test del hervido y método UCL, analizando los resultados obtenidos, y evaluando cual es el ensayo más viable.

2. Fundamentos

2.1 Método de Lottman

Este método consiste en evaluar la adherencia árido ligante en una mezcla compactada (la adecuada cantidad de golpes para alcanzar un porcentaje de vacíos de aproximadamente 7 %), para estimar la resistencia al daño causado por humedad de las mezclas asfálticas. Es un ensayo que se adecúa a las condiciones de obra cuantificando la adhesividad. El mismo ha permitido determinar la resistencia a la tracción indirecta de los especímenes, midiendo la pérdida de cohesión de una mezcla compactada como resultado de los efectos de la saturación acelerada en agua, permitiendo medir la resistencia de la mezcla en conjunto.

2.2 Test del Hervido

Este ensayo permite determinar rápidamente y en forma visual la pérdida de cohesión en la unión asfalto - agregado en mezclas sin compactar debido a la acción del agua hirviendo. Este ensayo consiste en obtener una muestra de mezcla asfáltica en caliente, disgregarla, dividirla en dos partes, a una se la introduce en agua hirviendo durante 10 minutos, luego se la compara visualmente con la muestra patrón, y se observa el desprendimiento de asfalto en la superficie de los agregados que conforman la mezcla. Este desprendimiento total, no debe superar al 5 % entre las dos muestras.

2.3 UCL

Por último, el método de Caracterización Universal de Ligantes (UCL), permite evaluar el ligante asfáltico dentro del conjunto que proporciona la mezcla asfáltica, y su interacción, no solo con los agregados, sino también con el filler que tendrá la

mezcla. Este método, basado en el ensayo Cántabro de abrasión por desgaste, nos muestra la respuesta funcional de la mezcla, evaluándolo con una curva granulométrica particular. Se calculan las pérdidas producidas por el desgaste de las probetas dentro de la máquina de ensayo Los Ángeles luego de 300 vueltas, por diferencia de peso. El método nos permite evaluar el envejecimiento, susceptibilidad térmica, adhesividad y cohesión del asfalto dentro de la mezcla.

3. Desarrollo experimental

Para el mismo, se propuso comparar estos tres métodos, en su evaluación de la adherencia y analizar los beneficios de una y otra aplicación.

Para poder analizar la adherencia de la mezcla por medio de los distintos ensayos antes descriptos, se dispuso de una mezcla densa de tamaño máximo 19 mm. Si bien en el ensayo de UCL, la granulometría es diferente a la de una mezcla convencional, los áridos y asfalto evaluados son de la misma procedencia que los utilizados para los ensayos de Lottman y Hervido.

El diseño Marshall se realizó siguiendo la norma VN-E9-86. Los valores que se presentan en la Tabla 1, se utilizaron para el diseño de mezclas del Test de Lottman y el Test del Hervido.

Tabla 1. Resumen de resultados de diseño Marshall

		Dm (g/cm ³)	E (Kg)	F (mm)	V (%)	Rel E/F (Kg/cm)	% Opt. Asf.	Dr (g/cm ³)	VAM (%)	Rel B/V (%)
CA -30	Filler Cal	2,422	1029	3,3	3,4	3094	4,8	2,508	13,8	84,2
	Filler granítico	2,323	1078	3,6	3,6	2994	4,7	2,410	13,9	78,4
AM-3	Filler Cal	2,418	1290	3,8	3,2	3394	4,8	2,499	14,8	78,3
	Filler granítico	2,422	1210	4,0	3,5	3025	4,7	2,510	14,9	76,6

La dosificación de la mezcla para la evaluación de la adherencia por medio del método UCL, lleva una granulometría específica (Tabla 2), para conseguir que las pérdidas calculadas en el ensayo del Cántabro sean significativas. El método especifica que el porcentaje de asfalto sea de 4,5 % y sea fijo para cualquier valoración que se quiera realizar.

Tabla 2. Dosificación de áridos para UCL

UNE	ASTM	% Pasa
5	N° 4	100
2,5	N° 8	20
0,63	N° 30	0

Para éste último método, dos de las mezclas se realizaron con cementos asfálticos de los tipos CA-30 y AM-3, utilizados comercialmente en la construcción de carreteras. El CA-30M es un asfalto modificado con un aditivo para mejorar la adherencia árido-ligante. Por medio de este método se quiere evaluar si el aditivo puede ser utilizado como mejorador de adherencia en mezclas asfálticas en caliente.

4. Análisis de Resultados

Los resultados de las probetas ensayadas por medio del Test de Lottman se pueden ver reflejados en la Tabla 3, en el cual se especifican los promedios de las resistencias individuales, en estado seco y húmedo y su respectivo TSR (relación de resistencias) que debe ser mayor al 80%.

Se puede observar en las filas resaltadas, las formulaciones que tuvieron en común los diferentes ensayos.

Tabla 3. Resultados del Test de Lottman

		Resistencia a tracción en seco	Resistencia a tracción húmeda	%
CA-30	Filler granítico	6.9	5.3	76.5
	Filler cal	7.6	6.9	90.7
AM-3	Filler granítico	8.0	8.1	99.5
	Filler cal	8.2	8.1	>100



Imagen 1 y 2. Vista de las probetas luego del ensayo a tracción indirecta

Los resultados de las mezclas ensayadas por el Test del Hervido pueden verse reflejadas en la Tabla 4, en el cual se especifica el porcentaje aproximado de desprendimiento de asfalto, siendo en todos los casos menor al especificado.

Tabla 4. Resultados del Test del Hervido

		Desprendimiento de asfalto (%)
CA-30	Filler granítico	< 5
	Filler cal	< 5
AM-3	Filler granítico	< 5
	Filler cal	< 5



Imagen 3. Ensayo del Test del Hervido



Imagen 4. A la izq. mezcla patrón, a la der. mezcla ensayada

Los resultados de las probetas ensayadas por medio del método UCL dentro de la máquina de Los Ángeles se pueden ver reflejados en la Tabla 5, en el cual se especifican los promedios de las pérdidas individuales, en estado seco y húmedo, y la diferencia entre ambos.

Tabla 5. Resultados del método UCL

Asfalto	Promedio del Cántabro Seco	Promedio del Cántabro Húmedo	Diferencia
	(%)	(%)	(%)
CA-30	55,3	96,7	41,4
CA-30M	35,4	45,2	9,8
AM-3	6,7	17,6	10,9



Imagen 5 y 6. Probeta a ensayar dentro del tambor. Probetas ensayadas

5. Conclusiones

En ambas metodologías se puede ver una clara mejoría de la adherencia, tanto para la comparación entre las probetas acondicionadas de igual forma, como la pérdida de adherencia entre los grupos secos y acondicionados con un mismo asfalto. Las probetas ensayadas por medio del test de Lottman, mostraron el beneficio de utilizar un AM-3 tanto sea en sus valores absolutos comparables, como así también en los resultados entre distintos asfaltos. El método UCL evidenció una mayor sensibilidad del mismo a la hora de la evaluación de la adherencia, extendiendo la brecha que existía entre los distintos asfaltos evidenciado por el test de Lottman. Vale aclarar que frente a la existencia de estos tres métodos, el test de Lottman es un ensayo universalmente conocido y comprobado, el test del Hervido es un ensayo visual y con poca precisión, mientras que el método UCL utiliza una granulometría de áridos específica, que puede no reflejar con exactitud la problemática estudiada. Podemos recomendar que el ensayo más eficiente para evaluar la adherencia entre árido – ligante es el Test de Lottman por su facilidad respecto al procedimiento y la exactitud en los resultados.

6. Bibliografía

Zapata Ferrero (2015) "Comparación entre los ensayos de Lottman y UCL en la evaluación de adherencia árido-ligante."

Buscaglia, Gatti (2014) "Diseño de una mezcla asfáltica CAC D 19 con variación del tipo de filler y tipo de asfalto y valoración de los cambios registrados en la adherencia."

“HORMIGONES DE APERTURA TEMPRANA AL TRÁNSITO PARA REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS”

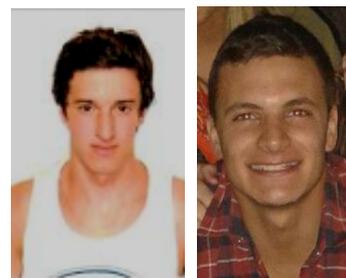
Becario: Nicolás Daniel Battista y Juan Francisco Taranto

Director: Marcelo Fabián Barreda

Proyecto de I+D+i de pertenencia:

“Hormigones de apertura rápida al tránsito (fast-track) para rehabilitación de pavimentos”

Código UTN – 4125



1. Resumen

El hormigón de alta resistencia inicial, también llamado de hormigón de alta resistencia a edad temprana o fast-track, logra su resistencia especificada más rápido que el hormigón convencional. El período en el cual se debe desarrollar la resistencia necesaria puede variar de unas pocas horas hasta varios días.

Se puede lograr la alta resistencia a edades tempranas con la utilización de materiales componentes y prácticas de colado convencionales, a pesar de que en algunos casos se hacen necesarios materiales y técnicas especiales.

En el pavimento de rápida habilitación al tránsito o fast-track, el uso de mezclas de alta resistencia temprana permite el tránsito de vehículos algunas horas después de la colocación del hormigón. El objetivo de este trabajo fue obtener un hormigón que adquiriera la resistencia de habilitación en un plazo máximo de 12 horas.

2. Fundamentos

El factor fundamental en la construcción fast track es determinar el momento en que el pavimento puede habilitarse al tránsito. Esta decisión debe tomarse evaluando la resistencia y no el tiempo. En la presente tesis se toma como referencia la resistencia a compresión de los hormigones que muestra la Tabla 1.

Tabla 1. Resistencia de habilitación al tránsito mínima necesaria para reparaciones en profundidad total (adaptada de Guidelines for Full-Depth Repair, TB002P, American Concrete Pavement Association, Skokie, IL, 1995).

Espesores de Losa (mm)	Resistencia para Apertura al Tránsito (MPa)	
	Reemplazos de Losa	
	Flexión	Compresión ¹
150	3.7	24.6
175	2.8	16.2
200	2.3	12.0
225	2.1	10.5
+250	2.1	10.5

Los valores de resistencia a compresión de la Tabla 1 fueron obtenidos empleando la fórmula de conversión de resistencias (flexión a compresión) recomendada por la American Concrete Pavement Association.

Las consideraciones principales para el diseño de mezclas de hormigón de apertura temprana al tránsito son la selección del tipo y contenido de cemento, la relación agua/cemento, el aditivo acelerador y el aditivo reductor de agua. En general, la alteración de uno o más de estos componentes, para acelerar la ganancia de resistencia temprana, puede afectar negativamente a la durabilidad del hormigón.

En Estados Unidos, las agencias estatales de carreteras han utilizado dos tipos de hormigón de apertura temprana al tránsito como material de reparación. Uno permite la apertura al tránsito en un tiempo de 6 a 8 horas después de efectuada la reparación y el otro de 20 a 24 horas. El primero ha sido especificado por 16 agencias estatales de carreteras en Estados Unidos. Estas agencias han establecido diferentes requisitos de resistencia a la compresión mínima durante el período inicial de 6 a 8 horas, que varían entre 8,3 y 24,0 MPa y entre 1,8 y 2,8 MPa de resistencia a la flexión mínima, determinada con carga en los tercios de la luz.

El requerimiento de cemento varía entre 425 kg/m³ y 525 kg/m³. La relación agua/cemento varía entre 0,36 y 0,40. Los agregados gruesos constituyen el 70-80 % del volumen de mezcla. Once agencias estatales de carreteras en Estados Unidos han especificado mezclas de hormigón de apertura temprana al tránsito de 20 a 24 horas. El diseño de mezcla y otros requisitos son muy similares a los hormigones de apertura temprana de 6 a 8 horas excepto que el contenido de cemento es inferior (400 a 475 kg/m³) y relación agua/cemento es superior (0,40 a 0,43).

Algunos resultados ensayos de laboratorio en Estados Unidos han sugerido que las mezclas de hormigón de apertura temprana al tránsito de 6 a 8 horas son menos durables que las mezclas de 20 a 24 horas. Estas observaciones se basan en su mayoría en su pobre desempeño con respecto a las condiciones de congelación y deshielo, que sólo son importantes en algunas regiones de nuestro país. Las mezclas de hormigón de apertura temprana al tránsito de 6 a 8 horas durables pueden lograrse mediante la mejora de sus características.

3. Desarrollo experimental

Se dosificaron mezclas de hormigón empleando los siguientes materiales:

Cemento: CPC 50 (cemento portland compuesto, de 50 MPa de resistencia) y CPN 50 (ARI) (cemento portland normal, de 50 MPa de resistencia, de alta resistencia inicial). Ambos cumplen con la norma IRAM 50000.

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 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.

Las piedras fueron combinadas con el propósito de que cumplan los requisitos de granulometría exigidos por el reglamento CIRSOC 201-2005 de forma tal que se empleó un 43 % de la piedra 6:20 y un 57 % de la piedra 10:30 (Tabla 2).

El PUV seco y compactado (IRAM 1548) resultó de 1533 kg/m³ y 1544 kg/m³ 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 silíceo y arena granítica triturada 0:6. Las densidades relativas de las arenas en estado saturado y superficie seca (IRAM 1520) resultaron iguales a 2,64 y 2,72 para las arenas silíceo y triturada, respectivamente. Los módulos de

finura obtenidos de las granulometrías realizadas (IRAM 1505) fueron 1,61 y 3,44 para las arenas silíceas y triturada, respectivamente. Las arenas fueron combinadas con la intención de que cumplan los requisitos de granulometría exigidos por el reglamento CIRSOC 201-2005 de forma tal que se empleó un 57 % de arena silícea y un 43 % de arena triturada. Se obtuvo un módulo de finura igual a 2,40 para las arenas combinadas (Tabla 3).

Las absorciones de los agregados finos obtenidas fueron 0,4 % y 0,6 % para las arenas silíceas y triturada, respectivamente.

Aditivo: acelerante de endurecimiento sin cloruros y superfluidificante (reductor de agua de alto rango). Ambos cumplen con la norma IRAM 1663.

Tabla 2. Análisis granulométrico de los agregados gruesos (IRAM 1505)

Tamiz Nº	Piedra 6:20		Piedra 10:30		Piedras combinadas	
	% retenido	% pasa	% retenido	% pasa	% retenido	% pasa
2"	0	100	0	100	0	100
1 1/2"	0	100	0	100	0	100
1"	0	100	9,8	90,2	5,6	94,4
3/4"	1,0	99,0	69,6	30,4	40,1	59,9
1/2"	51,4	48,6	95,5	4,5	76,5	23,5
3/8"	81,1	18,9	96,8	3,2	90,0	10,0
Nº 4	96,6	3,4	99,5	0,5	98,3	1,7

Tabla 3. Análisis granulométrico de los agregados finos (IRAM 1505)

Tamiz Nº	Arena silícea		Arena triturada		Arenas combinadas	
	% retenido	% pasa	% retenido	% pasa	% retenido	% pasa
3/8"	0	100	0	100	0	100
Nº 4	0,9	99,1	7,4	92,6	3,7	96,3
Nº 8	1,4	98,6	35,0	65,0	15,8	84,2
Nº 16	1,9	98,1	55,3	44,7	24,9	75,1
Nº 30	9,9	90,1	73,5	26,5	37,2	62,8
Nº 50	52,8	47,2	81,7	18,3	65,2	34,8
Nº 100	94,4	5,6	91,0	9,0	92,9	7,1

Se realizaron pastones correspondientes a distintas dosificaciones según se observa en la Tabla 4. En todos los casos se determinó el asentamiento y se moldearon probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura para posteriormente determinar la resistencia a compresión del hormigón.

Tabla 4. Dosificaciones de los hormigones

Material	Mezcla 1	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
Agua	190	190	190	135
Cemento CPC 50	525	525	0	0
Cemento CPN 50 (ARI)	0	0	525	450
Piedra 6:20	520	520	520	520
Piedra 10:30	635	635	635	635
Arena silícea	305	293	312	426
Arena triturada	230	221	236	322
Acelerante	0	10,5	0	0
Superfluidificante	0	0	0	3,6

Relación a/c	0,36	0,36	0,36	0,30
--------------	------	------	------	------

4. Análisis de resultados

Los resultados obtenidos con las dosificaciones realizadas se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Resultados obtenidos

Mezcla	Edad (horas)	Resistencia (MPa)	Asentamiento (cm)
1	8	1,5	3
	24	17,7	
2	8	3,3	3
	24	23,6	
3	8	5,8	3
	24	35,1	
4	6	2,5	13
	8	7,6	
	10	13,1	
	11	19,0	
	24	42,7	
	28 d	70,4	

Observando las Tablas 4 y 5, se advierte que en el hormigón que contiene el aditivo acelerante, comparándolo con el hormigón de referencia sin aditivo, si bien se logró un aumento de la resistencia, fue menor que el obtenido cuando se empleó el cemento de alta resistencia inicial, aunque el acelerante fue utilizado en la dosis máxima recomendada por el fabricante (2 % respecto al peso del cemento). Por lo tanto, se decidió seguir trabajando con el cemento de alta resistencia inicial, pero empleando un superfluidificante y una relación agua cemento igual a 0,30.

En los hormigones de alta resistencia, como en este caso, según el nivel resistente, la relación agua/cemento varía entre 0,25 y 0,40, dependiendo el valor adoptado del tipo de cemento y de la eficiencia de la adición mineral cuando se decide por su empleo. En estos hormigones los cambios de resistencia producidos por variaciones de la relación agua/cemento son más importantes que en los hormigones tradicionales. Una reducción de 0,40 a 0,30 puede conducir a un incremento de 30 MPa en la resistencia. Relaciones agua/cemento menores de 0,30 no siempre conducen a mejoras significativas en la resistencia.

Los resultados alcanzados con la mezcla de hormigón adoptada (Mezcla 4 Tabla 5) permitieron trazar una curva de evolución de la resistencia con la edad durante las primeras 24 horas (Figura 1).

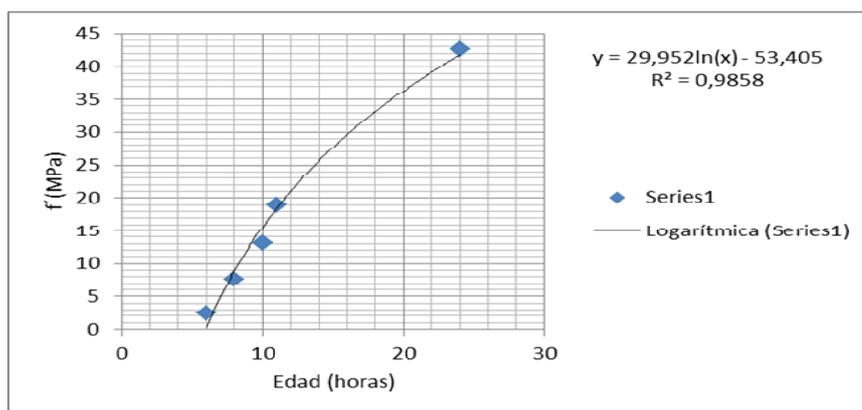


Figura 1. Evolución de la resistencia del hormigón con la edad

La línea de tendencia obtenida responde a la ecuación siguiente: $y = 29,952\ln(x) - 53,405$, donde y es la resistencia a compresión en MPa y x es la edad en horas. Si se reemplaza en la ecuación el valor de la resistencia a compresión del hormigón para habilitar al tránsito una losa de 200 mm de espesor, que según la Tabla 1 es de 12 MPa, se obtiene una edad de habilitación de 9 horas.

El asentamiento para el hormigón de apertura temprana al tránsito destinado a la rehabilitación de pavimentos, generalmente se encuentra comprendido entre 5 y 15 cm. Por lo tanto, el valor obtenido para la Mezcla 4 (Tabla 5) resultó adecuado.

5. Conclusiones

El objetivo de obtener un hormigón que adquiriera la resistencia de habilitación al tránsito en un plazo máximo de 12 horas, tomando como referencia el reemplazo de una losa de 200 mm de espesor, fue logrado adoptando una mezcla con relación agua/cemento muy baja, cemento de alta resistencia inicial y aditivo superfluidificante.

La utilización de un aditivo acelerante de la resistencia no condujo a un resultado satisfactorio combinado con el resto de los materiales disponibles. Se cree necesario seguir trabajando recurriendo al uso de aditivos acelerantes y cementos de otras marcas comerciales.

En los hormigones de alta resistencia se recomienda el empleo de arenas con módulos de finura comprendidos entre 2,7 y 3,2. En el caso del agregado grueso el tamaño óptimo está comprendido entre 10 y 25 mm. Por lo tanto, se dosificarán hormigones utilizando arena y agregado grueso que cumplan con estas condiciones, dado que, en definitiva, si se considera el nivel resistente que alcanza el hormigón adoptado a la edad de 28 días, se trata de un hormigón de alta resistencia.

6. Bibliografía

Fava Carlos A. P., Innovaciones y Mejoras Tecnológicas en el Área de los Pavimentos de Hormigón, Trabajos Técnicos Primer Seminario Provincial Urbano, Tomo I, Rosario, Argentina, 1998.

Fast-Track Concrete Pavements, TB004.02P, American Concrete Pavement Association, Skokie, Illinois, 1994.

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.

Fast-Track Concrete Pavements, TB004.02P, American Concrete Pavement Association, Skokie, Illinois, 1994.

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.

Giaccio G., Zerbino R., Hormigones de Alta Performance, Ciencia y Tecnología del Hormigón, Año 2 Número 3, LEMIT.

“DESARROLLO DE MODELOS DE CORRELACIÓN ENTRE LA CURVA CARGA VS DEFORMACION DEL ENSAYO MARSHALL AUTOMATIZADO Y LA PENDIENTE DE AHUELLAMIENTO DEL ENSAYO DE WHEEL TRACKING TEST”



Becario: Javier Bombelli

Director: Julián Rivera

Proyecto de I+D+i de pertenencia:

“Análisis para la calibración a las condiciones locales de modelos para el diseño de pavimentos basados en evaluaciones superficiales y estructurales”

Código Programa de Incentivos Código TVUTILP0003943TC

1. Resumen

Basado en experiencias llevadas adelante en la Argentina, el Pliego de Especificaciones Técnicas 2017 de la Dirección Nacional de Vialidad establece, entre sus nuevas exigencias a las mezclas asfálticas en caliente, el cumplir con una pendiente de ahuellamiento máxima entre los 5.000 y 10.000 ciclos de carga del ensayo de Wheel Tracking Test. Si bien en el medio local en los últimos años se ha incrementado la disponibilidad de este equipo, la misma sigue siendo reducida y en muchos casos poco justificable durante las etapas iniciales del diseño de la mezcla asfáltica. Por esta razón, el contar con modelos que permitan la estimación expeditiva de esta pendiente en base a parámetros de más sencilla obtención resulta de interés en esos momentos iniciales, generando de forma más acotada dosificaciones que luego sí sean sometidas al ensayo citado. Dada esta situación, desde el LEMaC se emprende un estudio para establecer esa correlación con la curva de carga versus deformación obtenible en forma continua con el ensayo Marshall automatizado, habida cuenta de que ambos ensayos se realizan a una misma temperatura, de 60 °C. El desarrollo de dichos modelos requiere la realización de una serie de pruebas estadísticas y de manejo de datos que complejizan el estudio. Se presentan las correlaciones alcanzadas.

2. Fundamentos

El ensayo de Wheel Tracking Test (WTT) consiste en someter, a una temperatura de 60 °C, a una probeta de 30x30x5 cm a ciclos de sollicitación por medio de una rueda de caucho cargada, lo cual simula el paso del tránsito. Este ensayo arroja como resultado una curva que indica el ahuellamiento a lo largo del tiempo (ciclos). Dicho ensayo permite obtener parámetros característicos de la mezcla analizada, como son: la profundidad de huella correspondiente a los ciclos totales (RD), la profundidad de la huella proporcional al espesor de la probeta para el número de ciclos totales (PRD) y la pendiente promedio de ahuellamiento (WTS).

El nuevo Pliego de Especificaciones Técnicas 2017 de la Dirección Nacional de Vialidad, establece que las mezclas asfálticas en caliente (del tipo densas, semidensas y gruesas) deben cumplir con los valores asociados a este ensayo que se observan en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores de WTT a ser cumplidos

EVALUACION DE LA RESISTENCIA AL AHUELLAMIENTO "WHEEL TRACKING TEST" (NORMA EN 12697-22 - PROCEDIMIENTO B)				
Pendiente Media de Deformación (WTSaire) [mm/1000 ciclos de carga] en el intervalo de 5000 a 10000 ciclos y Profundidad Media de la Huella (PRD)				
	Clasificación por tránsito			
Tipo de capa	T1	T2	T3	T4
Rodamiento	WTSaire ≤ 0,08	WTSaire ≤ 0,10	WTSaire ≤ 0,12	WTSaire ≤ 0,15
	PRD ≤ 5	PRD ≤ 8	PRD ≤ 10	PRD ≤ 10
Base	WTSaire ≤ 0,10	WTSaire ≤ 0,12	WTSaire ≤ 0,15	WTSaire ≤ 0,15
	PRD ≤ 8	PRD ≤ 10	PRD ≤ 10	PRD ≤ 12

Si bien en el medio local en los últimos años se ha incrementado la disponibilidad de equipos de ensayo de WTT, la misma sigue siendo reducida y en muchos casos poco justificable económicamente y en términos de plazos de ensayo y cantidad de material necesario, durante las etapas iniciales del diseño de la mezcla asfáltica. Por esta razón, diversos estudios han intentado desarrollar modelos que permitan la estimación expeditiva de estos parámetros en base a resultados de más sencilla obtención, para ser empleados en los momentos iniciales del proceso de dosificación de la mezcla, generando de forma más acotada dosificaciones que luego sí sean sometidas al ensayo citado. Como un ejemplo de esto, cabe citar los análisis llevados adelante por Kim et al (Angelone, 2013). El estudio de referencia ha arribado a correlaciones entre el ensayo adoptado de punzonado y el PRD, pero no informa en lo relacionado con la WTS, razón por la cual se ha encarado el presente trabajo, que busca cubrir tal situación.

Para esto cabe recordar que en el ensayo de WTT la curva característica de ahuellamiento versus ciclos de carga no presenta una pendiente única. Por tal razón, para poder efectuar análisis comparativos entre mezclas en tal sentido, se ha instrumentado considerar la pendiente de la porción de la curva en la cual se evidencia una cierta linealidad.

A la hora de establecer los valores de estos ahuellamientos se pueden instrumentar dos métodos:

- Utilizando los datos que arroja el experimento. La máquina da como resultado una curva cuyos puntos tienen información de número de ciclo, ahuellamiento y temperatura. Interpolando se puede hallar el ahuellamiento en los ciclos deseados.
- El propuesto por Angelone (2013), que se basó en los resultados alcanzados en el desarrollo de su tesis doctoral para señalar la relación de la $\log \epsilon_p = \log a + b \log N$. Donde ϵ_p es el ahuellamiento a un número determinado de ciclos [mm], N es el número de ciclos analizado [ciclos], y a,b son constantes de calibración.

La curva que se obtiene como resultado del ensayo de WTT es similar a una función exponencial de la forma $\epsilon_p = a \cdot N^b$. Ésta se puede representar en escala bi-logarítmica por una recta de ecuación $\log \epsilon_p = \log a + b \log N$. Aplicando una regresión lineal sobre la misma se pueden obtener los coeficientes a y b. Con estos coeficientes, ingresando con el número de ciclos N se obtiene el ahuellamiento correspondiente.

De esta manera, teniendo los resultados del ensayo de WTT se pueden hallar dos valores de WTS (WTS_{ensayo} y $WTS_{\text{cálculo}}$ respectivamente).

Por otro lado, el ensayo Marshall consiste en tomar una probeta Marshall y someterla a una carga en dirección diametral, midiendo la carga máxima que soporta y la deformación a la que ésta se produce, también a una temperatura de 60 °C. Este ensayo puede realizarse con una máquina automática que incrementa la carga sobre la probeta mientras mide la deformación producida y se detiene automáticamente cuando llega a la lectura máxima de carga (Estabilidad en kg), registrando su correspondiente deformación (Fluencia en mm), arrojando como resultado la curva carga versus deformación. Dicha curva, como la del ensayo de WTT, tampoco presenta una pendiente única. Para poder encontrar una correlación entre ambos ensayos, se debe buscar entonces una porción de la curva en la que se presente un comportamiento lineal. En la Figura 1 se observa una gráfica típica de las obtenidas con este ensayo.

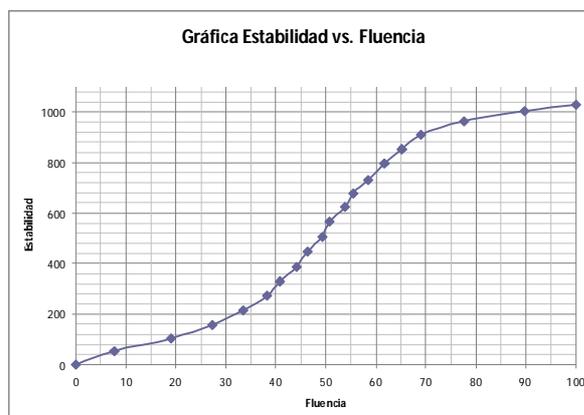


Figura 1. Gráfica de Estabilidad versus Fluencia

3. Desarrollo experimental

Se establece como metodología de estudio, analizar una variedad de mezclas asfálticas en caliente elaboradas con asfaltos convencionales (sin modificar), efectuando sobre muestras de dichas mezclas ensayos Marshall automatizados como los descritos y ensayos de WTT.

En vistas a la interpretación de los resultados del ensayo Marshall automatizado, para las diferentes mezclas analizadas se grafican las curvas Estabilidad-Fluencia en una escala porcentual, en la cual el máximo valor de cada variable es el 100%. En la Figura 2 se observan las curvas superpuestas obtenidas en tal sentido.

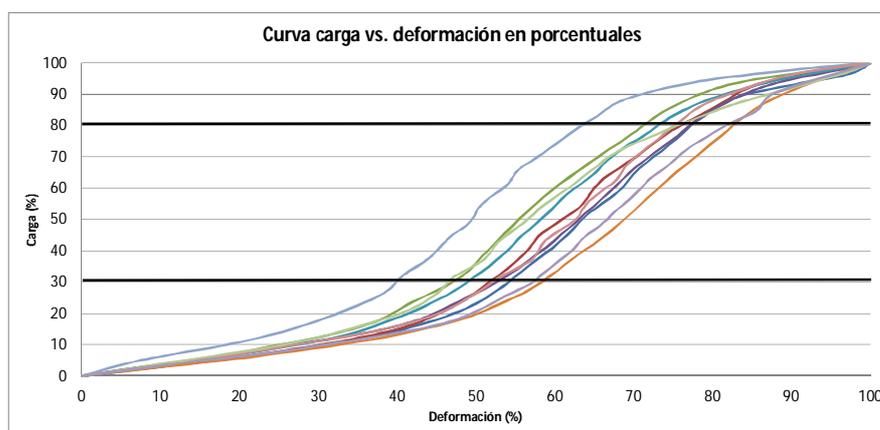


Figura 2. Curva carga versus deformación en valores porcentuales

Mediante la observación de este gráfico se pudo identificar a qué porcentaje de la Fluencia y Estabilidad corresponde esta porción rectilínea. Como puede observarse estas curvas presentan un comportamiento lineal en un rango del 30 % al 80 % de la Estabilidad, mientras que el mismo tramo se encuentra en conjunto para todas las muestras en un rango de entre el 60 % y el 65 % de la Fluencia. De esta manera se concluye que el parámetro más adecuado para poder medir y comparar la pendiente de las curvas es la Estabilidad, ya que permite utilizar más puntos característicos del ensayo y tener más precisión en los cálculos.

A partir de lo señalado, se puede generar la Tabla 3, que muestra los valores obtenidos de pendiente WTS_{ensayo} , $WTS_{cálculo}$ y de pendiente para el rango del 30 % al 80 % de la Estabilidad, en cada una de las mezclas analizadas.

Tabla 3. Resultados WTS_{ensayo} , $WTS_{cálculo}$ y pendiente para 30%-80% de la Estabilidad

Mezcla	Pend M30-80	WTSc	WTSe
1	454,54	0,275	0,298
2	462,08	0,411	0,447
3	404,50	0,351	0,365
4	448,78	0,410	0,252
5	564,71	0,584	0,344
6	549,89	0,527	0,344
7	557,86	0,318	0,303
8	779,63	0,107	0,099
9	672,13	0,187	0,160
10	849,51	0,059	0,052

Como puede observarse, las WTS obtenidas en los ensayos resultan mayoritariamente por fuera de cualquiera de los límites de aprobación establecidos por DNV. Esto puede llevar a que las conclusiones que del estudio de los datos se extraigan, puedan no ser del todo certeras debido a la falta de más datos puntuales en cuanto a resultados de WTS en el entorno de aprobación. No obstante lo expresado, se completa el análisis propuesto para el trabajo y se establece efectuar una observación adicional entre sectores de datos, como la que se explica más adelante.

4. Análisis de Resultados

Con los valores de la Tabla 3, analizando por separado el caso de las WTS_{ensayo} y $WTS_{\text{cálculo}}$, se pueden obtener los modelos de correlación con la pendiente para el rango del 30 % al 80 % de la Estabilidad por regresión, que se observan en la Figura 3.

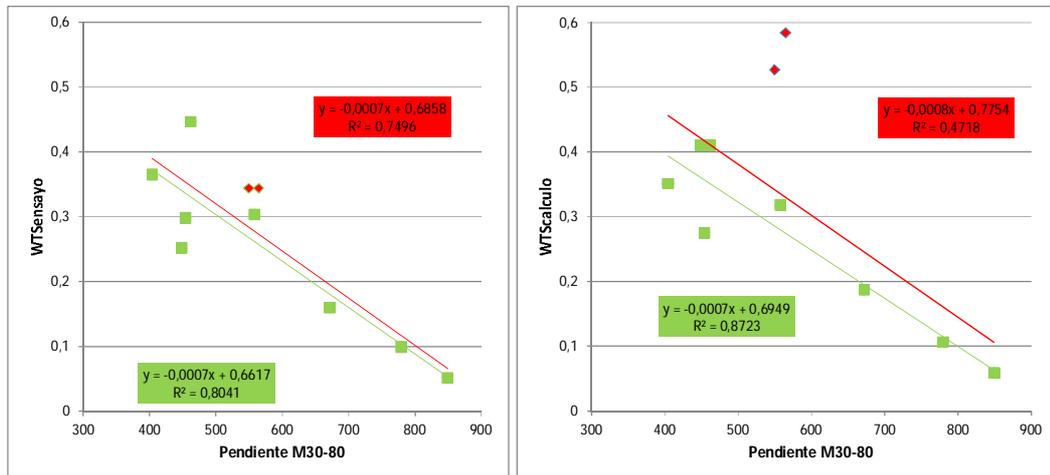


Figura 3. Curva de tendencia entre WTS y pendiente para 30%-80% de la Estabilidad

En ambas figuras, se observa en rojo la línea de tendencia correspondiente a la totalidad de las muestras analizadas. Como puede notarse, el coeficiente de determinación (R^2) obtenido en ese caso en la Figura 9, indica una correlación estadísticamente inadecuada por situarse por debajo de 0,70 (valor empírico habitualmente tomado como límite en este tipo de aplicaciones). Al profundizarse la observación de la Figura 9 se hace notorio que existen dos resultados que pueden estar incidiendo en tal sentido, con características de datos atípicos. Se trata de las muestras 5 y 6, las cuales se señalan en rojo. Al analizar las relaciones entre las WTS_{ensayo} y $WTS_{\text{cálculo}}$ en esos casos, se ve que si bien esta última presenta adecuados R^2 en su obtención (cerca de 0,92), los mismos distan de los determinados en el resto de las muestras (cerca de 0,99), lo cual ratifica que existe algún hecho anómalo en las determinaciones de esos dos casos en particular. Por tal razón se decide eliminar los datos correspondientes a dichas muestras en ambos gráficos, obteniéndose los valores de regresión que se vuelcan en verde. Estas regresiones muestran ahora en ambos casos valores de R^2 superiores a 0,80. Esto indica mayor confiabilidad estadística.

Se puede observar ahora que la pendiente que podría determinarse en ambos casos, si sólo se emplearan los tres resultados obtenidos que se encuentran en el entorno de aprobación, de acuerdo a lo expresado por el Pliego de la DNV 2017, no dista significativamente en forma visual de la finalmente obtenida con la totalidad de los datos validados. Esto puede llevar a pensar que si bien no se cuenta con mayor cantidad de datos en el entorno de aprobación, los modelos desarrollados podrían tener un grado de confiabilidad mayor al supuesto al observar solamente los datos disponibles en forma previa a la realización de las regresiones.

5. Conclusiones

Las conclusiones a las que puede arribarse mediante el desarrollo del presente trabajo son:

Si se grafica en forma proporcional respecto a su resultado máximo a la curva de carga versus deformación, obtenida con el ensayo Marshall automatizado, al menos en las mezclas asfálticas en caliente con asfalto convencional analizadas, puede observarse un comportamiento lineal en el rango del 30 % al 80 % de la Estabilidad. Tomando la pendiente de dicho comportamiento, pueden hallarse los modelos de correlación estadísticamente válidos con la WTS obtenida con el ensayo WTT de la Ecuación 1.

$$WTS_{\text{ensayo}} = -0,0007 PM_{30-80} + 0,6617$$

$$WTS_{\text{cálculo}} = -0,0007 PM_{30-80} + 0,6949 \quad (1)$$

Donde:

WTS_{ensayo} = Pendiente media de ahuellamiento por ensayo [mm/10³ ciclos]

$WTS_{\text{cálculo}}$ = Pendiente media de ahuellamiento según Angelone (2013) [mm/10³ ciclos]

PM_{30-80} = Pendiente de curva carga vs. deformación de ensayo Marshall automatizado, en rango desde el 30 % al 80 % de la Estabilidad [kg/mm]

Cabe recordar que las WTS obtenidas en los ensayos efectuados resultan mayoritariamente por fuera de cualquiera de los límites de aprobación establecidos por DNV, lo que podría llevar a que estos modelos no sean del todo certeros. Esto indicaría que se deben recolectar observaciones adicionales en el rango de esos valores, para corroborar los modelos desarrollados.

No obstante lo expresado, se observa que la pendiente que podría determinarse en ambos casos, si sólo se emplearan los resultados obtenidos en el entorno de aprobación, no dista en forma visual de la finalmente obtenida con la totalidad de los datos validados. Esto puede llevar a pensar que los modelos desarrollados podrían tener un grado de confiabilidad mayor al supuesto al observar solamente los datos disponibles en forma previa a la realización de las regresiones.

6. Bibliografía

DNV, "Pliego de especificaciones técnicas generales para concretos asfálticos en caliente y semicaliente del tipo densos, semidensos y gruesos, con aporte de rap (pavimento asfáltico reciclado)", Dirección Nacional de Vialidad, Argentina, 2017.

Angelone, S.M., "Comportamiento de materiales viales. Diseño y control de mezclas asfálticas frente a la deformación permanente", Tesis Doctoral, Universidad Nacional de Rosario, Argentina, 2013.

PID-YPF, "Protocolo de ensayo de pista. Realización armonizada entre laboratorios", Protocolo para interlaboratorio de WTT, Proyecto de Estudio y Monitoreo del Ahuellamiento en tramos experimentales de obras nuevas de la Vialidad Argentina, Programa YPF y las Universidades, Argentina, 2016.

“CARACTERIZACIÓN DE ASFALTOS CONVENCIONALES Y MODIFICADOS”

Becario: Aldana Aylen Orellana

Director: Oscar Raul Rebollo

Proyecto de I+D+i de pertenencia: “Correlación entre módulos dinámicos y deformaciones plásticas permanentes en mezclas asfálticas densas”.
Código: MAIFILP0002089TC Código de incentivos: 25/IM01



1. Resumen

Según la norma IRAM 6575 un ASFALTO es un material aglomerante de color marrón oscuro o negro, cuyos constituyentes predominantes son en un 99 % betunes, que se encuentran en la naturaleza o se obtienen procesando el petróleo. Es usado como aglomerante en mezclas asfálticas para la construcción de carreteras o autopistas, como impermeabilizantes, material en forma de placa o lámina de distinta naturaleza o también destinado a impedir el paso del agua en forma líquida a través de la instalación.

Los betunes pueden obtenerse de los alquitranes o de los asfaltos. Son una mezcla de hidrocarburos de origen natural o pirogénico, o combinación de ambos generalmente acompañados de sus derivados no metálicos.

Tanto los alquitranes como las breas se obtienen por destilación de materias orgánicas, de apariencia semejante a la de los betunes asfálticos.

Los alquitranes son de consistencia líquida y se obtienen de la destilación de la turba o el carbón, mientras que la brea tiene consistencia viscosa o sólida y es el residuo de la destilación no destructiva del alquitrán.

2. Asfaltos Convencionales

2.1 Cemento Asfáltico

Los asfaltos son una mezcla de hidrocarburos de elevado peso molecular. Los tipos de hidrocarburos que intervienen en su composición son:

- Parafínicos
- Nafténicos
- Aromáticos

2.2 Composición del asfalto

Los asfáltenos son una familia de compuestos químicos orgánicos, resultan de la destilación fraccionada del petróleo crudo y representan los compuestos más pesados y por tanto, los de mayor punto de ebullición; los asfáltenos son insolubles en los máltenos. En cambio, los máltenos son la fracción soluble en hidrocarburos saturados de bajo punto de ebullición, éstos son los que le dan la calidad a un asfalto, esto quiere decir que la naturaleza química de los máltenos regula en gran parte las propiedades químicas de los asfaltos.

En el asfalto, generalmente existe mayor proporción de máltenos que de asfáltenos.

2.3 Propiedades Mecánicas Básicas

Cuando el asfalto es calentado a una temperatura lo suficientemente alta, por encima de su punto de inflamación, este comienza a fluidificarse, a veces como un fluido Newtoniano (fluidos donde el esfuerzo cortante es directamente proporcional a la rapidez de deformación) y sus propiedades mecánicas pueden definirse por su viscosidad. A temperaturas más bajas, el asfalto es un sólido visco-elástico, sus propiedades mecánicas son más complejas y se describen por su módulo de visco-elasticidad.

2.4 Como se envejece un Cemento Asfáltico

Llamamos envejecimiento cuando se producen una serie de cambios en las propiedades de los materiales.

El cemento asfáltico presenta una gran resistencia al envejecimiento como consecuencia de su naturaleza fundamentalmente hidrocarbonada de baja radiactividad, pero durante su manipulación y puesta en servicio está sometido a una serie de factores y agentes externos que originan cambios en su composición y repercuten negativamente sobre sus propiedades.

La consistencia de las propiedades del Cemento Asfáltico y su dependencia de la temperatura viene denominada por su contenido de asfaltenos y máltenos.

Las principales causas de envejecimiento es la pérdida de volátiles y la oxidación de ciertas moléculas con la formación de interacciones fuertes entre grupos que contiene oxígeno (ganancia de oxígeno).

2.5 Ensayos para un asfalto

2.5.1 Penetración: determina la dureza o consistencia relativa, midiendo la distancia que una aguja normalizada penetra verticalmente a una muestra de asfalto en condiciones especificadas de temperatura, carga y tiempo. Se hace a 25 °C, calentando la muestra en un baño de agua termostáticamente controlada, la aguja cargada con 100 g y la carga se aplica durante 5 segundos. La unidad de penetración es la décima de milímetro.

2.5.2 Punto de ablandamiento: determina la temperatura a la que alcanza un determinado estado de fluidez. Los asfaltos de diferentes tipos reblandecen a diferentes temperaturas. El punto de reblandecimiento se determina usualmente por el método de ensayo del anillo y bola. Consiste en llenar de asfalto fundido un anillo de latón de dimensiones normalizadas, se deja enfriar a la temperatura ambiente durante cuatro horas. Sobre el centro de la muestra se sitúa una bola de acero de dimensiones y peso específicos. Una vez lista, se suspende la muestra sobre un baño de agua y se calienta el baño de tal manera que la temperatura del agua suba a velocidad constante. Se anota la temperatura en el momento en que la bola de acero toca el fondo del vaso de cristal.

2.5.3 Fraas: Nos da una indicación del riesgo de craqueo del asfalto a bajas temperaturas. Pueden obtenerse variaciones del resultado de este ensayo dependiendo del origen del crudo de petróleo con que se obtuvo el asfalto.

2.5.4 Viscosidad: determina el estado de fluidez de los asfaltos a las temperaturas que se emplean durante su aplicación. Los asfaltos se caracterizan principalmente por su viscosidad a 60°C, que es la temperatura promedio mayor a la que va a estar sometidos durante su vida en servicio, y se toma también la viscosidad a 135°C que es la temperatura que tiene cunado se mezcla con los agregados en las plantas asfálticas.

Actualmente se mide con un viscosímetro rotacional tipo Brookfield.

2.5.5 Ductilidad: bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse sin romperse permitiendo obtener alambres o hilos.

2.5.6 Punto de inflamación: indica la temperatura a la que puede calentarse el material, sin peligro de inflamación en presencia de llama libre.

2.5.7 Oliensis: Éste ensayo permite individualizar los betunes asfálticos que han sufrido un proceso de "cracking" o sobrecalentamiento durante su elaboración o aplicación, por la observación del tipo de mancha que produce una gota del mismo luego de efectuada una dilución.

2.5.8 Ensayo de película delgada en horno RTFOT: Este método de ensayo permite determinar el efecto del aire y del calor sobre una película de material asfáltico semisólido en movimiento.

Este método refleja el cambio aproximado que sufren las propiedades de asfalto tales como la viscosidad y otras medidas reológicas durante la preparación la elaboración de las mezclas convencionales.

3.6 Asfalto en Obra

Proviene de la destilería de una torre de destilación en vacío y luego es trasladado en camión a la obra.



Foto 1. Destilación y traslado del asfalto a la planta asfáltica

Almacenamiento en la cisterna. Aquí puede ser el sitio donde más tiempo permanezca el asfalto, dependiendo de la producción de la planta asfáltica. Este debe tener un muy buen control de temperaturas, y evitar que queden a medio

llenar, para ello se hace necesario contar con al menos dos depósitos a efectos de ir transvasando cuando se vaya acabando el asfalto en uno de ellos.



Foto 2. Almacenamiento en la cisterna

Tanto el almacenamiento en destilería como en planta asfáltica debe ser cuidadosamente tratado, ya que la combinación de prolongados tiempos de exposición a altas temperaturas pueden producir pérdidas de componentes volátiles, oxidación y otros procesos que envejecen el asfalto.

3. Asfalto Modificado

El principal objetivo que se persigue con la modificación de los asfaltos, es lograr ligantes con propiedades reológicas que no se obtienen en los cementos asfálticos producidos por las técnicas convencionales de refinación.

Los asfaltos modificados con polímeros son ligantes cuyas propiedades han sido modificadas por la adición de un agente químico produciendo una alteración en su estructura y en sus propiedades físicas y químicas. La fabricación de estos ligantes puede ser llevada a cabo en instalaciones especiales o en plantas móviles inmediatamente antes de ser utilizados.

Las propiedades elastoméricas son las características más relevantes de los asfaltos modificados con polímeros. Los objetivos que se persiguen con la modificación de los asfaltos convencionales por el agregado de polímeros son: aumentar la cohesión interna, disminuir la susceptibilidad térmica, disminuir el ahuellamiento, mejorar el comportamiento a la fatiga, aumentar la adhesividad árido-ligante, aumentar la resistencia al envejecimiento, entre otros.

Depende de la composición química del asfalto y del polímero en particular. Es compatible un polímero con un asfalto cuando no se producen alteraciones en la estructura coloidal del asfalto. La incompatibilidad se manifiesta por precipitación de los asfaltenos, exudación de aceites, o sedimentación o flotación del polímero.

A los asfaltos modificados con polímeros se los puede utilizar en mezclas densas comunes y/o especiales, como ser CAD D19 o CAD D12, SMA (Stone Mastic Asphalt), mezclas asfálticas drenantes, mezclas asfálticas para climas fríos o cálidos.

4.1 Ensayos para asfalto modificado

4.1.1 Penetración

4.1.2 Punto de ablandamiento

4.1.3 Recuperación elástica por torsión: Este ensayo mide la capacidad de recuperación que tiene el asfalto luego de ser sometido a una fuerza externa. Esta capacidad permite retardar las deformaciones plásticas que puedan ocurrir en un pavimento, procurando así a las mezclas asfálticas una mayor vida útil en servicio.

En circunstancias especiales, climáticas, orográficas o de tránsito, se pueden utilizar productos, generalmente poliméricos, que adicionados al ligante asfáltico, modifican algunas o varias de las características de éste, con objeto de mejorarlo funcionalmente. En síntesis, modifican la reología y las propiedades mecánicas del asfalto y sus mezclas para uso vial; es un indicativo de la forma en que el asfalto modificó sus propiedades.

4.1.4 Oliensis: Éste ensayo permite individualizar los betunes asfálticos que han sufrido un proceso de "cracking" o sobrecalentamiento durante su elaboración o aplicación, por la observación del tipo de mancha que produce una gota del mismo luego de efectuada una dilución.

4.2 Compatibilidad asfalto/polímero

Depende de la composición química del asfalto y del polímero en particular. Es compatible un polímero con un asfalto cuando no se producen alteraciones en la estructura coloidal del asfalto. La incompatibilidad se manifiesta por precipitación de los asfaltenos, exudación de aceites, o sedimentación o flotación del polímero.

4. Conclusiones

- Caracterizar un asfalto es importante para poder saber que es el que necesitamos para la obra estipulada.
- Es conveniente utilizar asfalto convencionales en obras de poca envergadura
- Es conveniente utilizar asfalto modificados en obras de envergadura.

5. Bibliografía

Envejecimiento de un Cemento Asfáltico Durante el Proceso Constructivo de una Mezcla Asfáltica, Becaria Gisela Alejandra Catriel, Ing. Oscar Rebollo

Bolzán P. Ing. Civil – Balige M. Lic. Química. (1990). "Sistema de Clasificación de Asfaltos Modificados basados en sus propiedades fundamentales". Comisión Permanente del Asfalto.

INGENIERIA E INVESTIGACION VOL. 30 N° 3, DICIEMBRE 2010.

Inclusión de caucho reciclado en mezclas asfálticas. – Tesista: Ing. Hugo Gerardo Botasso.

Miro Rocosens R. – Perez Jimenez F. (1989). "Evaluación de la Resistencia al Envejecimiento de los Ligantes Bituminosos mediante el Método Funcional UCL." Congreso Chileno del Asfalto.

“OBTENCION DE LOS PARÁMETROS DE LA ECUACIÓN UNIVERSAL DE UZAN A PARTIR DE ENSAYOS VIALES CLÁSICOS”

Becario: Mauro Domínguez y Constanza Verdú

Director: Luciano Brizuela



Proyecto de I+D+i de pertenencia: Análisis modulares de laboratorio y obra para diseño mecanicista de pavimentos flexibles. Código: 25/I-053

1. Resumen

El módulo resiliente (M_r) es el parámetro fundamental para caracterizar a los suelos y materiales granulares, de subrasante y base/subbase sin tratar. Como es de público conocimiento este parámetro, es contemplado con una ecuación y no con un único valor, al menos en los software actuales de diseño de pavimentos flexibles.

En función de las investigaciones previas realizadas en el LEMaC, Centro de Investigaciones viales, se entiende que la ecuación más conveniente a modelizar es la desarrollada por Uzan, conocida como la Ecuación Universal (EU)

Los procedimientos para llevar a cabo esta investigación implicaron analizar la correlación de la constante k_3 , que forma parte de la EU, con los ensayos viales clásicos, por lo tanto se puede plantear, con estas nuevas investigaciones, la metodología LEMaC de estimación del M_r .

2. Fundamentos

Las metodologías actuales para diseño de pavimentos consideran que la propiedad fundamental para caracterizar los materiales constitutivos de la sección de una carretera, es el parámetro denominado M_r .

En la mayoría de las metodologías mecanicistas, la ecuación constitutiva del M_r es requerida a través de un modelo específico. Actualmente la tendencia es la utilización de un único modelo universal para todos los materiales no ligados que conforman el paquete, ya sea para materiales friccionales o cohesivos. Este modelo es el denominado modelo de Uzan, Ecuación 1.

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

Este modelo predictivo permite generar la curva constitutiva del material mediante el ajuste de los parámetros k_1 , k_2 , k_3 con un coeficiente de determinación R^2 , el cual debería ser lo más cercano a la unidad para que la ecuación resulte representativa.

3. Desarrollo experimental

Para llevar a cabo la investigación, se decidió, en principio, analizar los suelos tipo II según la Norma AASTHO T 307 (2003). Dichos suelos se encuentran comprendidos a su vez entre los A4 y A7-6 según la clasificación HRB. Por lo tanto se individualizaron ocho suelos diferentes que cumplieran con estas características a los cuales se le realizaron los ensayos viales clásicos, como ser clasificación, proctor y valor soporte relativo.

Cuadro 1. Valores de ensayos Viales clásicos.

Suelo		Clasificación		Proctor		VSR
N°	Nombre					
1	1050	A4	0	γ_s max	1.607	14
		LL	33			
		LP	0	H op (%)	19.7	
		IP	NP			
2	1355	A4	0	γ_s max	1.457	23
		LL	34			
		LP	0	H op (%)	23.4	
		IP	NP			
3	144	A4	3	γ_s max	1.499	8.6
		LL	34			
		LP	26	H op (%)	23.7	
		IP	8			
4	980	A6	12	γ_s max	1.558	2.6
		LL	38			
		LP	25	H op (%)	20.5	
		IP	13			
5	1596	A 7-5	12	γ_s max	1.392	1.64
		LL	48			
		LP	34	H op (%)	30.9	
		IP	14			
6	1595	A 7-5	15	γ_s max	1.425	4.5
		LL	49			
		LP	30	H op (%)	27.8	
		IP	19			
7	1597	A 7-6	34	γ_s max	1.465	0.53
		LL	60			
		LP	27	H op (%)	26.3	
		IP	33			
8	1598	A 7-5	43	γ_s max	1.369	0.27
		LL	68			
		LP	31	H op (%)	25.45	
		IP	37			

Paralelamente fue necesario realizar una caracterización dinámica de los mismos ocho suelos, elaborando al menos 3 probetas por cada uno de ellos, siguiendo los lineamientos del apéndice c – de la norma AASHTO T 307.

Una vez completado el moldeo se procedió al ensayo de Mr, obteniendo los 15 valores necesarios para construir las ecuaciones constitutivas.

Cuadro 2. Valores de ensayo. Suelo 1 probeta 1. Valores en PSI.

PASO	Mr med	σ_3	σ_d	θ
1	11368	5.827	1.599	19.080
2	11779	5.743	3.314	20.543
3	9332	5.796	5.372	22.760
4	8094	5.692	6.975	24.051
5	7853	5.730	8.359	25.550
6	5054	3.824	1.451	12.925
7	7784	3.748	3.101	14.344
8	8710	3.833	5.075	16.574
9	7606	3.757	6.196	17.468
10	7387	3.838	7.890	19.404
11	11501	1.822	1.357	6.823
12	7805	1.807	3.294	8.714
13	5843	1.804	5.111	10.524
14	6633	1.804	6.900	12.313
15	6616	1.809	7.722	13.150

En primera medida, se realizaron las regresiones múltiples para hallar la constante k3 de cada espécimen.

En base a esto, haciendo un análisis detallado de cada una de las ecuaciones se tomaron aquellas con mayor coeficiente de determinación R².

Se obtiene así la tabla del Cuadro 3.

Cuadro 3. Resumen k3 – R² Ajustado

Nº	k3	R ² Ajustado
1	-0.2736	0.923
2	-0.3850	0.866
3	-0.2975	0.933
4	-0.4828	0.923
5	-1.8431	0.973
6	-0.3614	0.881
7	-0.9658	0.882
8	-0.9178	0.954

A continuación se muestra un resumen de la constante con los correspondientes resultados de los ensayos viales clásicos en el Cuadro 4.

Cuadro 4. k3 - Resumen de ensayos viales clásicos

k3	IG	LL	LP	IP	DSMAX	HOPT	VSR
-0.2736	0	33	0	0	1.607	19.7	14
-0.3850	0	34	0	0	1.457	23.4	23
-0.2975	3	34	26	8	1.499	23.7	8.6
-0.4828	12	38	25	13	1.558	20.5	2.6
-1.8431	12	48	34	14	1.392	30.9	1.64
-0.3614	15	49	30	19	1.425	27.8	4.5
-0.9658	34	60	27	33	1.465	26.3	0.53
-0.9178	43	68	31	37	1.369	25.45	0.27

4. Análisis de resultados

Para estimar k_3 , en un principio se decidió analizar el coeficiente de correlación entre cada una de las variables independientes entre sí.

Estas correlaciones pueden utilizarse para detectar la presencia de una seria multicolinealidad. Dejando de lado el término constante, se elimina la combinación entre variables que sea, en valor absoluto superior a 0,5.

Cabe aclarar que se descartó el suelo número 5, cuyo k_3 arrojó un valor atípico respecto a todos los demás. Los resultados se observan en el Cuadro 5.

Cuadro 5. Análisis de correlaciones

Combinación de variables	IG vs VSR	VSR vs Hopt	VSR vs IP
Coef. Correlación	-0.777	-0.392	-0.841

Combinación de variables	IG vs IP	Hopt vs IP
Coef. Correlación	0.984	0.650

En base a lo dicho anteriormente queda seleccionada únicamente la combinación correspondiente al Valor Soporte Relativo y la Humedad Óptima, para realizar la **regresión lineal múltiple** con k_3 (Cuadro 6).

Cuadro 6. RLM con VSR y HOPT

k3	VSR	HOPT
-0.2736	14	19.7
-0.3850	23	23.4
-0.2975	8.6	23.7
-0.4828	2.6	20.5
-0.3614	4.5	27.8
-0.9658	0.53	26.3
-0.9178	0.27	25.5

Estadísticas de la regresión

Coeficiente de correlación múltiple	0.67136322
Coeficiente de determinación R^2	0.45072858
R^2 ajustado	0.17609286

Observando el resultado se decide descartar esta posibilidad por el bajo valor del coeficiente de determinación ajustado alcanzado.

Por otro lado, en relación a la bibliografía de referencia, es lógico pensar que a medida que aumenta la plasticidad de un suelo aumenta también su cohesión. Al

aumentar la cohesión de un suelo aumenta su M_r para valores constantes del tensor desviador. Por lo tanto es lógico asumir que si aumenta el Índice de Plasticidad (IP) de un suelo tipo 2, debería aumentar el valor de k_3 . Entonces se procede a evaluar el R^2 en una **regresión lineal simple** (Cuadro 7).

k3	IP
-0.2736	0
-0.3850	0
-0.2975	8
-0.4828	13
-0.3614	19
-0.9658	33
-0.9178	37

Cuadro 7. RLS con IP

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0.90164711
Coefficiente de determinación R^2	0.81296751

Analizando el R^2 de cada regresión, sabiendo que si este coeficiente es lo más cercano a la unidad la ecuación resulta representativa, se concluye que el Índice de Plasticidad representa en mejor medida la variación de la constante.

Haciendo un último análisis de k_3 vs IP mediante una regresión **simple no lineal**, con el software TCWIN dio como resultado lo observable en la Figura 1.

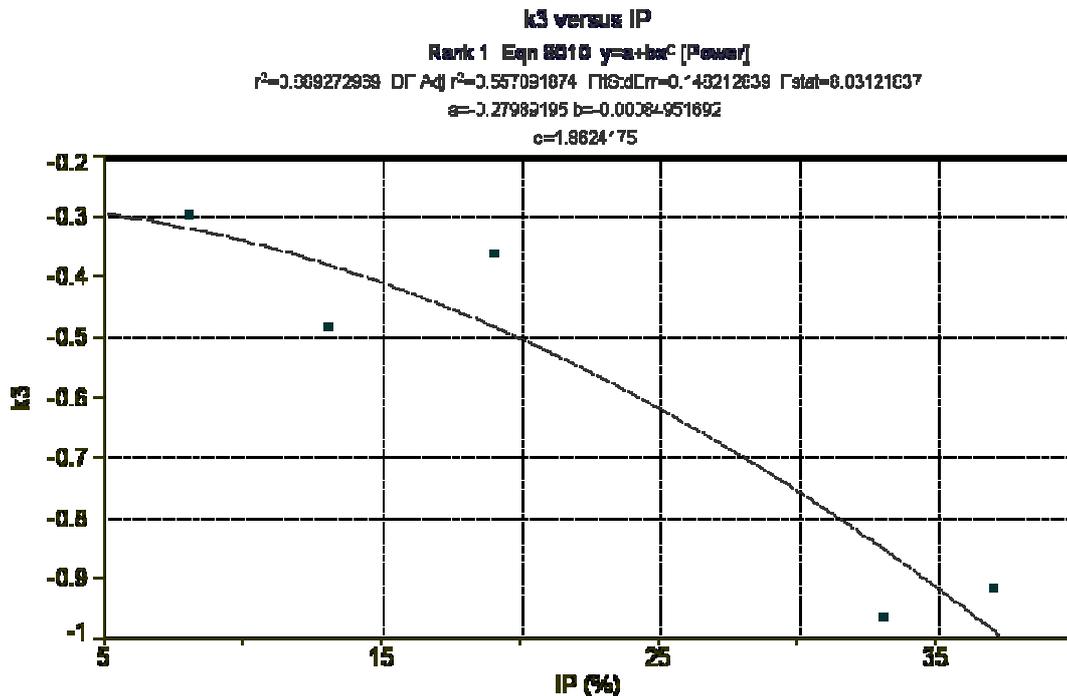


Figura 1. Plataforma TCWIN k_3 vs IP

Finalmente habiendo realizado el análisis de estos tres tipos de regresiones, se desprende que la ecuación que mejor representa a la constante en estudio es de tipo cuadrática, derivándose de una regresión simple no lineal.

5. Conclusiones

La fórmula derivada de los análisis realizados para la estimación de k3 en unidades inglesas es la que se observa en la Ecuación 2.

$$k_3 = - 0,27989195 + (- 0,00084951692) * IP^{1,8624175} \quad (2)$$

6. Bibliografía

Normas de ensayo. Dirección Nacional de Vialidad. (Año 1998)

AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials): T 307-99(2003)

“Fundamentos Teóricos y Desarrollo del Procedimiento de ensayo de Modulo Resiliente” Natalia Alderete (Año 2011)

“Correlación de ensayos viales clásicos y los parámetros de la ecuación de Uzan para M. Resiliente en suelos tipo II” Mauro Dominguez, Constanza Verdú (Año 2014)

“MEDICION DE FISURAS EN MUROS OCASIONADAS POR NICOTIANA GLAUCA”

Becario: Jeremias Borghello

Director: Vilma Gabriela Rosato

Proyecto de I+D+i de pertenencia: “Ensayos acelerados de desarrollo de hongos cultivados sobre cementos en diferentes adiciones” (Código UT11807).



1. Resumen

Uno de los problemas que presentan las construcciones antiguas es el crecimiento de vegetación. Dicho problema puede ser estético o estructural dependiendo del tipo de flora que se encuentre. La presente tesis se basó en un tipo de árbol pequeño denominado *Nicotiana glauca* debido a su nivel de peligrosidad y los registros sobre los daños potenciales. En este trabajo se intentó medir dicho daño tanto en laboratorio, con diferentes métodos, como in-situ.

2. Fundamentos

Nicotiana glauca (palán-palán) es un arbusto de gran porte, que se reproduce por vástagos, con flores amarillas tubulares, típica de zonas montañosas y crece sobre rocas. Se adapta al hábitat urbano creciendo en muros y cornisas. El palan-palan se eligió debido a los estudios previos realizados [1], estos refieren al índice de peligrosidad establecidos por el botánico italiano A. Signorini, el cual comprende distintos factores que influyen en la magnitud del deterioro que pueda causar: su tipo (herbácea, arbustiva o arbórea); tipo de la raíz (axonomorfa, fasciculada, etc.); periodicidad (anual, bianual o perenne), velocidad del crecimiento y capacidad de dar vástagos. El palán-palán es el tipo de vegetación con mayor índice de la zona (8: Arbusto con vástagos radicales, muy invasivo). La raíz crece inicialmente en longitud debido a la actividad del meristemo apical el cual está protegido por la caliptra, estas células forman una estructura denominada raíz primaria, la cual presenta epidermis uniseriada que carece de estomas y presenta pelos radicales (a una distancia constante del extremo apical, por ende van desapareciendo en función del crecimiento) que son los principales responsables de la absorción de agua y sales minerales. Cuanto más cerca del extremo apical la epidermis presenta células con una cutícula delgada lo cual favorece el paso de agua y sales minerales. En nuestro caso al grupo que pertenece la raíz se denomina axonomorfa: éstas alcanzan gran profundidad y es importante durante toda la vida de la planta. Presenta un crecimiento secundario típico el cual produce el aumento en grosor debido al crecimiento del xilema secundario que se va acumulando en el interior empujando a todos los tejidos externos.

La construcción de edificios públicos de la ciudad de La Plata se realizó originalmente utilizando ladrillos de producción local y morteros de cal y cemento. Este conjunto reúne las condiciones necesarias para el crecimiento del arbusto gracias a la porosidad y contenido de arcilla de los ladrillos que permiten el paso y absorción de agua. En los casos analizados en la presente tesis las mamposterías presentaron la particularidad de poseer fisuras donde la semilla de la planta, ya sea por acción del viento o animales, ingresó en las mismas para germinar luego y

crecer favorecida por la humedad del muro, la tierra alojada dentro y los nutrientes que presenta la misma sumado a los nutrientes aportados de la mampostería.

Para el trabajo en el laboratorio se plantearon dos métodos:

1. Con arcilla expansiva: Bajo los conceptos del congelamiento y deshielo provocado en hormigones y el ensayo de la norma iram 1661, intento buscarse un patrón representativo del crecimiento de *Nicotiana glauca* dentro de probetas de mortero, reemplazando el agua por arcilla expansiva y en lugar de sumergir la probeta en el materia, introducirlo por un orificio ocasionado y compactando dicho suelo, suponiendo que tanto las raíces como la arcilla penetrarían en los lugares más vulnerables de la probeta.
2. El potencial osmótico: Este hace referencia al ensayo de hendimiento que es un método experimental ampliamente utilizado para medir la resistencia a tracción del hormigón, consistiendo en someter a compresión diametral en una probeta cilíndrica aplicando la carga de manera uniforme a lo largo de una línea o generatriz. La vegetación que penetra en las fisuras de la mampostería genera una carga puntual que se manifiesta en la tracción del material ligante. El potencial osmótico es la presión que se produce por ósmosis, esta presión generada por el agua al ingresar en las células es la misma que replica la raíz al penetrar en la mampostería, se puede medir con ayuda de un osmómetro o cortando la raíz de la planta y colocándola en una solución molar que se conoce su potencial hídrico, y se asume que el potencial del tejido vegetal es igual al de la solución cuando no hay movimiento neto de agua entre ambos. Dicha presión es la que genera el trabajo por hendimiento en la mampostería, la formula “ $P.O. = -\frac{RT}{V}$ ” involucra al volumen de la raíz, por ende, podría calcularse la magnitud de la fisura internamente y realizar los respectivos cálculos por el daño estructural. La raíz a la cual se calcula el potencial osmótico proviene de la incorporación intencional de plántulas en una pared representativa (tanto en dimensiones como en materiales) en el laboratorio.

Para el trabajo in-situ, se realizaron visitas al cementerio de la plata anotándose las ubicaciones de más de 40 plantas en distintos panteones, con la finalidad de colocar “topes” en lugares claves y con la ayuda de un fisurómetro medir la variación de las distancias respecto a un lapso de tiempo determinado, dichos datos servirían para el confeccionamiento de tablas donde se incluirían el tiempo de luz solar, precipitaciones anuales, longevidad del árbol, especie, tipo de materiales implementados en la construcción, índice de peligrosidad, diferencia entre las distintas distancias de los topes.

3. Desarrollo experimental

En probetas de 4x4x16 cm de mortero se realizó un hueco con un taladro de 1cm de diámetro. Para la experiencia, se utilizó bentonita, una arcilla capaz de expandirse 11 veces, colocada en tres capas y apisonando a discreción cada capa. A fines de contener las presiones generadas por el material arcilloso y que las reciba completamente la probeta se colocó sobre la capa donde se realizó el agujero y su

contracara chapas metálicas con pequeños orificios para que penetre el agua y provoque la hinchazón de la arcilla, estas se sujetaron con mordazas pequeñas.(Imágenes 1 y 2)

Una vez sumergido 48hs se procede a retirar el material y dar por finalizado el ciclo, en consecuencia se inicia uno nuevo con finalidad de encontrar la rotura de la probeta y examinar el “recorrido” de la bentonita por la parte interna del mortero.



Imagen 1. Vista lateral de la rotura provocada por bentonita.



Imagen 2. Secciones de la probeta para una mejor apreciación de la rotura.

Por lo mencionado en la conclusión del trabajo se optó en examinar un helecho *Pteris longifolia* bajo condiciones climáticas similares a aquella vegetación presente en el cementerio, con el fin de mostrar la correcta realización de la tarea.

Se examina el lugar donde se haya provocado la fisura, procedemos con una correcta limpieza del lugar para una correcta aplicación del pegamento, de lo contrario este no haría efecto con la pared en la que se encuentra alojada nuestro objeto de estudio, colocamos los topes fijándolos con el pegamento (Figuras 3 y 4).

Enumeramos y medimos 1-2, 3-4, 5-6, 1-4, 2-3, 3-6, 4-5

Luego de dos semanas volvemos al lugar e ingresamos los datos en la tabla para su posterior análisis. (Tabla 1)



Imagen 3. Posición final de topes alrededor de la fisura.



Imagen 4. Visión completa de la base del helecho y todos los topes.

Tabla 1. Mediciones realizadas en la fisura relacionada al helecho *Pteris longifolia* (en centímetros)

Nº de medición	Distancia 1-2	Distancia 1-4	Distancia 2-3	Distancia 3-4	Distancia 3-6	Distancia 4-5	Distancia 5-6	Temperatura (°C)	Humedad (%)
Medición 1	8,96	11,83	11,21	9,01	11,13	11,42	9,19	23	82
Medición 2	8,97	11,83	11,24	9,09	11,10	11,41	9,19	13	93

4. Conclusión

Los planteamientos para el laboratorio se descartaron debido a la dificultad de germinación y prolongado crecimiento para obtener una plántula estable a fines de colocarlas en las probetas de mortero y en la pared representativa, para realizar las respectivas comparaciones y proseguir con la medición de los datos arrojados por ambas experiencias sin tener que depender de los tiempos de la vegetación, ni la obtención de la misma in-situ.

Además, la dosificación del mortero utilizada no fue adecuada, por ser muy frágil. Sería interesante repetir la experiencia modificando la dosificación para que permita visualizar la dirección y la dimensión de la fisura.

En el cementerio, posteriormente, al realizar la medición en los techos del daño provocado, los lugares antes marcados eran de acceso dificultoso y aquellos donde se pudo examinar, todos presentaban la característica de que las raíces en lugar de penetrar la mampostería se filtraban por debajo de la membrana asfáltica sin perforar el mortero. No obstante se realizó el último trabajo con los fines de un posterior seguimiento de esta tesis, además de involucrar con resultados concisos los ensayos antes propuestos.

Todos estos ensayos y trabajos in-situ se planificaron con el objetivo de brindar una herramienta para el análisis rápido sobre las estructuras de las construcciones antiguas afectadas por la vegetación al conocer datos sencillos y superficiales sobre la planta y la construcción, sin necesidad de generar roturas, utilización de equipos costosos o realizar salvedades que pueden peligrar la salud de los obreros.

5. Bibliografía

García, R., Rosato, V.G.2011 – “Organismos hallados en muros de mampostería de ladrillos.” *2do Congreso Iberoamericano y X Jornada “Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio”, La Plata, 13 al 15 de setiembre de 2011.* ISBN 978-987-26159-1-8.

PLANTAS VASCULARES EN EDIFICIOS Y CASAS PATRIMONIALES DE LA CIUDAD DE LA PLATA, ARGENTINA Rosato Vilma G., Correa María Verónica, García Renato A., Lofeudo

Revisión del ensayo de tracción por hendimiento Sergio Carmona Malatesta y Carmen Pedraza cornejo. Departamento de Obras Civiles - Universidad Técnica Federico Santa María Valparaíso. Chile.

Bidwell, R.G.S. "Fisiología Vegetal" (2ª reimpresión 1993) AGT Editor, S.A., México.

Atlas de histología vegetal y animal. https://mmegias.webs.uvigo.es/2-organos-v/guiada_o_v_rprimario.php; https://mmegias.webs.uvigo.es/2-organos-v/guiada_o_v_conductores.php; https://mmegias.webs.uvigo.es/2-organos-v/guiada_o_v_raiz.php; https://mmegias.webs.uvigo.es/2-organos-v/guiada_o_v_rsecundario.php

Patologías en muros de construcciones históricas ocasionadas por vegetación invasiva – Rosato, Vilma G., Lofeudo, Rosana.

“TECNOLOGÍAS DE DISPERSIÓN DE POLÍMEROS EN ASFALTO”

Becarios: Carolina Gerardi y
Adriana Noemí Huespe Mercado
Director: Enrique Giaccio y Gerardo Botasso



Proyectos de I+D+i de pertenencia:
“Utilización de diferentes polímeros como modificadores de cementos asfálticos y su incidencia en el desempeño de mezclas asfálticas densas y semidensas.”
Código IFI 4366TC – Disposición SCYT 422/16

1. Resumen

Los polímeros se incorporan a los cementos asfálticos con el fin de mejorar sus propiedades físicas y reológicas, conformando un producto con mejores aptitudes de servicio y aumentando la vida útil de las mezclas asfálticas.

Existen diversas técnicas de dispersión de acuerdo con la escala de producción, en laboratorio o a nivel industrial y también en función del tipo de polímero y su presentación física, pudiendo ser sólido, en polvo o peletes, o emulsionado en agua.

En el presente trabajo se desarrollan tecnologías de dispersión considerando tres tipos de polímeros, Estireno – Butadieno – Estireno (SBS), Estireno Butadieno Rubber (SBR) y polvo de caucho proveniente de neumáticos fuera de uso (NFU). También se ha promovido la mezcla de polímero virgen SBS con polvo de NFU.

Se pretende poner en evidencia las características de cada proceso tanto a nivel de laboratorio como a escala industrial, sus complejidades tecnológicas, los consumos de energía asociados, culminando con la caracterización de las dispersiones con ensayos considerados primarios para valorar su aptitud, clasificarlos, y constituir así la materia prima para la generación de asfaltos que permitan formular las mezclas del PID “Utilización de diferentes polímeros como modificadores de cementos asfálticos y su incidencia en el desempeño de mezclas asfálticas densas y semidensas.” Código IFI 4366TC – Disposición SCYT 422/16.

2. Fundamentos

2.1 El Asfalto

El asfalto es un producto que se obtiene de forma natural o artificial; en este último caso, por medio de la destilación de diferentes crudos de petróleo. Está compuesto por hidrocarburos de elevado peso molecular del tipo: parafínicos, nafténicos y aromáticos.

Existen dos formas de comprender la composición del asfalto: por un lado el *modelo miscelar* desarrollado por Nellensteyn y por otro el *modelo continuo* desarrollado por el proyecto SHRP (Wahr, 2002).

Considerando el primer modelo, se puede decir que los asfaltenos y maltenos, forman un sistema coloidal, que dependiendo cantidad porcentual de cada una en la composición del ligante, éste se podrá clasificar en dos tipos:

Tipo sol: suficiente contenido de resina y aceite.

Tipo gel: escaso contenido de resina y aceite.

Esta estructura coloidal, se relaciona con las propiedades reológicas de los asfaltos ya que los llamados tipo sol presentan un comportamiento newtoniano mientras que los tipo gel, un comportamiento no newtoniano. Esta clasificación responden a la

obtención del índice de inestabilidad coloidal donde se consideran asfaltenos, saturados, hidrocarburos polares aromáticos y nafteno aromáticos.

Comportamiento reológico de un asfalto

La reología estudia la deformación que sufren los materiales cuando se les aplica una fuerza durante un período de tiempo. La respuesta de un asfalto frente a una sollicitación, depende de la temperatura, de la magnitud y el tiempo de aplicación de la carga. A temperaturas superiores a 130° C, todos los asfaltos se comportan como fluidos newtonianos, incluso los modificados, por lo tanto su viscosidad es independiente del tiempo de aplicación de la carga. Para caracterizar un asfalto a una temperatura y un tiempo determinados, se deben caracterizar al menos dos propiedades: la resistencia del material a la deformación y la distribución entre sus componentes elástica y viscosa, fundamentalmente en temperaturas de servicio.

Comercialmente se designan a los asfaltos sólidos bajo distintos nombres de acuerdo a su grado de penetración o por viscosidad. La norma IRAM 6835 "Asfaltos para uso Vial Clasificados por Viscosidad – Requisitos" clasifica a los asfaltos de la siguiente manera:

Tabla 1. Clasificación por viscosidad a 60 °C

Clase	Ámbito de viscosidad (dPa s)
CA- 5	400 - 800
CA-10	800 - 1 600
CA-20	1 600 - 2 400
CA-30	2 400 - 3 600
CA-40	3 600 - 4 800

El Asfalto utilizado en la presente tesis fue provisto de la empresa YPF S.A., la caracterización fue realizada en el LEMaC Centro de Investigaciones Viales, mostrándose en la Tabla N°2 los resultados de las mismas. Los ensayos realizados son considerados los básicos necesarios para encuadrar al asfalto dentro de un tipo normalizado y serán los parámetros bases de comparación para las dispersiones de los polímeros seleccionados.

Tabla 2. Caracterización Asfalto CA – 20

Penetración mm	Punto de Ablandamiento °C	Recuperación elástica por torsión %	Viscosidad a 60 °C dPa*seg
80	51	9	1888

2.2 Los Polímeros

Los polímeros son elementos de alto peso molecular formados por largas cadenas de pequeñas moléculas (monómeros) unidas entre sí mediante fuerzas intermoleculares.

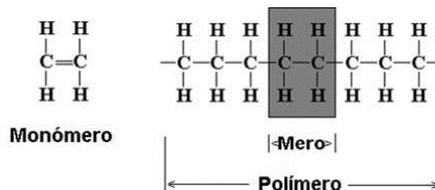


Gráfico 1. Composición de un polímero

Los compuestos por un solo tipo de monómeros se denominan *homopolímeros*, cuando se unen entre sí más de un tipo monómeros, la macromolécula resultante se denomina copolímero. Las unidades estructurales que conforman la cadena pueden estar dispuestas en forma aleatoria (A-B-A-A-B-B-B-A), alternada (A-B-A-B-A), en bloque (A-A-A-A-B-B-B-B-A-A-A-A), o como injerto, es decir, una pequeña cadena de un tipo de monómero injertada sobre la cadena principal compuesta por otro tipo de mero.

Las cadenas pueden ser lineales, ramificadas o entrecruzadas. Las primeras no poseen ramificaciones, las ramificadas tienen pequeñas cadenas laterales injertadas y las entrecruzadas poseen varias cadenas unidas entre sí formando una estructura tridimensional.

Según el comportamiento que tengan los polímeros frente a los cambios de temperatura se pueden clasificar en termoplásticos o termoestables. Los primeros al calentarlos se funden y luego de enfriarse se solidifican, mientras que los segundos una vez que se funden alcanzan un estado irreversible.

Polímeros utilizados en las dispersiones

Los polímeros utilizados en el presente trabajo son:

- *SBS (Estireno – Butadieno – Estireno) (formato pelets) – Dynasol – México -*
- *Caucho reciclado proveniente de NFU (polvo pasa malla 25 de ASTM), Molicaucho S.A. - La Tablada, Bs As*
- *SBR(Estireno – Butadieno – Rubber). Emulsionado en agua – BASF The Chemical Company – Brasil.*

En función de ello se planificaron las siguientes dispersiones a escala de laboratorio, con tecnologías de dispersión que serán mostradas más adelante:

- *CA-20 + 3% SBS*
- *CA-20 + 5 % SBR en fase sólida (emulsión 7,8 %)*
- *CA-20 + 8 % de Caucho NFU*
- *CA-20 + 2% SBS+2.66 % de NFU*
- *CA-20 + 1,5 % SBS + 4 % de NFU*
- *CA-20 + 1,0 % SBS + 5,33 % de NFU*

Se pueden citar, en relación a los polímeros utilizados, las siguientes particularidades:

SBS (Estireno – Butadieno – Estireno)

El estireno-butadieno-estireno, es un elastómero termoplástico sintético obtenido mediante la polimerización de una mezcla de estireno y de butadieno. Pertenecen a la clase de elastómeros termoplásticos que poseen las propiedades mecánicas del caucho a temperatura ambiente y las capacidades de procesamiento de un termoplásticos. La mayor parte de los cauchos son difíciles de procesar, porque están entrecruzados, el SBS y otros elastómeros termoplásticos son similares al caucho sin estar entrecruzados, por lo que resulta sencillo procesarlos para lograr formas útiles. Su punto de fusión se ubica entre los 160 - 200°C.



Foto 1. SBS en pelets



Foto 2. Caucho Natural

El SBS ofrece un excelente coeficiente de fricción superficial, poca deformación permanente, una gran resistencia a la tracción, excelente comportamiento a bajas temperaturas, procesabilidad y buenas propiedades eléctricas.

La marca comercial utilizada es DYNASOL y el producto es el SOLPRENE 4301 elaborado en la ciudad de Altamira, Tamaulipas, México.

Las propiedades principales de la muestra recibida son las siguientes:

Tabla 3. Propiedades del SBS

Propiedades del polímero SBS	Valor típico	Método de ensayo
Viscosidad en tolueno 5,23%/25°C, cSt	12,8	NM 300-11
Materia volátil, % máx	0,75	ASTM D-5668
Estireno total (sobre polímero), %	33	ASTM D-5775
Estireno bloque, % mín	31	NM 202-07
Índice de Fluidez, g/10'	< 1,0	ASTM D-1238
Carga de rotura, Mpa	18,3	ASTM D-412
Alargamiento, %	775	ASTM D-412

El caucho reciclado proveniente de NFU

El caucho es una sustancia que puede ser obtenida de forma natural o sintética, caracterizada principalmente por su elasticidad, y su impermeabilidad. Se encuentran dos tipos principales, el caucho natural y el caucho sintético.

El caucho Natural.

El caucho en estado natural es blanco o incoloro, según la temperatura a la cual esté expuesto se verá en un estado distinto; de 0 a 10 °C es frágil y opaco, y por encima de 20 °C se vuelve blando, flexible y traslúcido. Al amasarlo mecánicamente, o al calentarlo por encima de 50 °C, el caucho adquiere una textura de un plástico pegajoso. A temperaturas de 200 °C o superiores se descompone. Luego se lo vulcaniza y dependiendo para que se lo quiera utilizar va a convenir un caucho más duro o uno más blando y esto se logra variando la proporción azufre-caucho (mayor cantidad de azufre da como resultado un caucho más duro).

Caucho sintético

Son las sustancias elaborada artificialmente que se parecen al caucho natural.

Los compuestos básicos del caucho sintético llamados monómeros, tienen una masa molecular relativamente baja y forman moléculas gigantes denominadas polímeros. Existen varios tipos de caucho sintético, entre ellos: neopreno, buna, caucho de butilo y otros cauchos especiales

El caucho vulcanizado tiene como principal uso la generación de neumáticos. Los más resistentes son aquellos neumáticos utilizados en camiones y/o colectivos donde se registra aportes de mayor variedad de tipo de cauchos.

En la presente experiencia se ha utilizado polvo de neumáticos fuera de uso, NFU, proveniente de la trituración de neumáticos.

Fue provisto por la empresa Molicaucho S.A. ubicada en la localidad de la Tablada, provincia de Buenos Aires.

Se seleccionó el menor tamaño de partícula de caucho provista por la empresa fundamentado en experiencias anteriores del LEMaC (Botasso, Segura).

Tabla 4. Valores físicos

Granulometría	100% pasa la malla 25 de ASTM
Humedad	2 % en peso

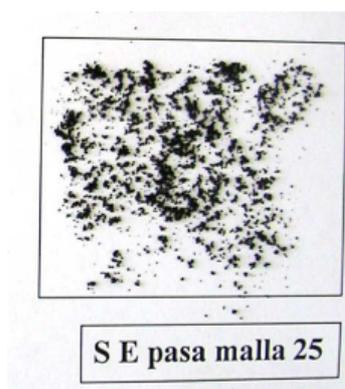


Foto 3. NFU Tamaño de partícula



Foto 4. NFU Molicaucho

La composición del caucho puede ser determinada mediante termogravimetría, método cuasi isotérmico, la cual es una técnica que mide la pérdida de peso de una muestra en función del tiempo y la temperatura, produciendo la calcinación de los componentes y permitiendo de esa forma valorar las familias de caucho a la que pertenece cada pico (Miranda Rosa C. et al, 2006). Los componentes principales encontrados y diferenciados por esta técnica son:

Tabla 5. Composición del Caucho

Composición del Caucho		
PLZ	Plastificantes	11%
NR	Caucho Natural	9%
BR	Caucho Polibutadieno	9%
NR+SBR	Caucho Natural con SBR	13%
BR	Caucho Polibutadieno (> temp. De calcinación)	24%
Sólidos	carbón fijo o negro de humo	29%
	Cenizas	5%

El Estireno Butadieno Rubber SBR

Es un [elastómero](#) sintético obtenido mediante la polimerización de una mezcla de [estireno](#) y de [butadieno](#). Es el [caucho sintético](#) con mayor volumen de producción mundial. Su principal aplicación es en la fabricación de [neumáticos](#).

El SBR puede comercializarse en polvo o peletes como de sólido, o también emulsionado en agua. Dependiendo de su forma física pueden requerir de equipos de alta cizalla para su incorporación al asfalto o no, ya que hay algunas formas de polvo que se dispersan con equipos convencionales.

En el caso particular de la presente experiencia se ha utilizado SBR en forma de emulsión de la empresa BASF, The Chemical Company. Específicamente el BUTONAL NX4190.

Tabla 6. Propiedades del SBR.

Propiedades del polímero	Valor típico
Denominación comercial	Butonal NX 4190
Contenido de sólidos (%)	63 - 65
PH	5,0 - 5,6
Viscosidad Brookfield (mPa s)	250 - 2000
Densidad (lb/cm ³)	7,8



Foto 5. SBR Butonal NX 4190

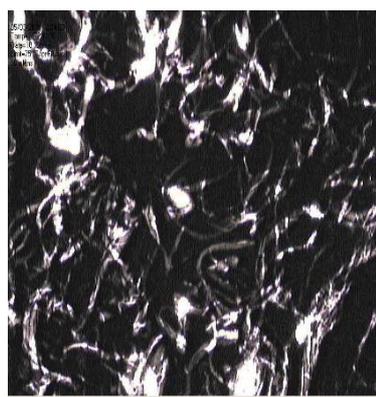


Foto 6. Dispersión de SBS en CA-20

2.3 Asfalto modificado con polímeros

Los asfaltos modificados con polímero, constituyen hoy en día una de las alternativas más importantes a la hora de optimizar el desempeño de una mezcla asfáltica.

En general se puede decir que modificar un asfalto implica realizar un cambio en su comportamiento reológico.

Cuando se incorpora un polímero a un asfalto se pretende que el mismo, en proporciones adecuadas, se microdisperse en la masa de asfalto. De esta forma existirá una fracción dispersante que será el propio asfalto y una matriz dispersa que será el polímero incorporado.

En la foto N° 6, se puede observar mediante un microscopio óptico de fluorescencia, la dispersión de SBS en CA-20.

Primeramente debe analizarse si el asfalto considerado admite ser polimerizado o no. Para ello en forma sintética se puede decir que el cemento asfáltico deberá poseer las cantidades necesarias de hidrocarburos saturados, naftenos aromáticos y polares aromáticos que garanticen una fase dispersante suficiente como para que el polímero se humecte y disperse en el mismo. En general ello se logra cuando el índice de inestabilidad coloidal es mayor a 0,60 (un asfalto tipo gel presentará serias dificultades en ser modificado).

Se deberán considerar las siguientes variables a la hora de realizar una dispersión:

- Energía de cizalla
- Temperatura
- Tiempo de digestión
- Forma física del polímero

La dispersión del polímero generará una estructura bifásica, y su conformación dependerá de la energía de corte aplicada, las temperaturas operativas de los materiales y de la dispersión y la presentación física del polímero (peletes, granulos, líquido).

En general, los polímeros aportan mayor viscosidad al ligante modificado, reduciendo las deformaciones plásticas permanentes al estar expuesta la mezcla asfáltica a elevada temperatura, y cuando la misma es baja disminuye las fallas por fisuración. Puede cambiar el grado de performance, PG del asfalto, brindando oportunidades de mayores exigencias de carga y climáticas a las mezclas asfálticas elaboradas.

2.4 Tecnologías de dispersión

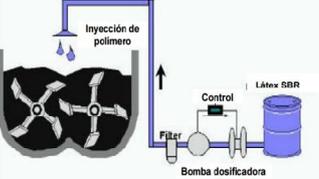
Existen diferentes tecnologías de dispersión utilizadas tanto a nivel de laboratorio como a escala industrial. Cada una de ellas tendrá diferente energía de corte y generará flujos diferentes en el sistema asfalto polímero, y en cada uno de esos materiales por separado.

2.5 Sistemas de dispersión

Dependiendo el tipo de polímero será la metodología y maquinarias que se utilizan, a continuación se expresan las principales características de los métodos utilizados en laboratorio para el desarrollo de la presente tesis con su equivalente a nivel industrial.

Equipos utilizados para la dispersión de polímeros emulsionados en asfaltos.

Tabla 7. Características de dispersores para polímeros líquidos en asfalto.

	LABORATORIO	PLANTA
IDENTIFICACION	Dispersor tipo rotor - estator	Dispersor tipo Paleta
		
SENTIDO DE CIRCULACION		
TIPOS DE FLUJOS	AGITACION Y MEZCLA	MEZCLA CON AGITACION A PRESION ATM.
CANTIDAD DE PASADAS DE LA MUESTRA	N VECES	UNA VEZ
TIPO DE PROCESO	BATCH	CONTINUO
VISTA GENERAL		
DATOS TECNICOS BASICOS		
diametro de la hélice (mm)	65	Según el fabricante
Cantidad de paletas	8	
volumen del vaso (litros)	1-2	
velocidad (rpm)	0 - 2800	
rango de temperaturas (°C)	100-170	
distancia del dispersor al fondo del vaso	2	
vaso doble pared con aceite pesado	si	
calefaccion a gas con llama	si	

Equipos utilizados para la dispersión de polímeros sólidos en asfaltos.

Tabla 8. Características de dispersores para polímeros sólidos en asfalto.

	LABORATORIO	PLANTA
IDENTIFICACION	Dispersor tipo rotor - estator	Molino Coloidal
		
SENTIDO DE CIRCULACION		
TIPOS DE FLUJOS	AGITACION, MEZCLA y MOLIENDA DEL POLÍMERO (COMPONENTE RADIAL Y LONGITUDINALES)	MEZCLA RADIAL Y LONGITUDINAL
CANTIDAD DE PASADAS DE LA MUESTRA	N VECES	UNA VEZ
TIPO DE PROCESO	BATCH	CONTINUO
VISTA GENERAL		
	DATOS TECNICOS BASICOS	
diametro del rotor (mm)	41	Según el fabricante
diametro de estator (mm)	46	
volumen del vaso (litros)	1-2	
velocidad (rpm)	0-7500	
rango de temperaturas (°C)	170-200	
distancia del dispersor al fondo del vaso (cm)	2	
vaso doble pared con aceite pesado	si	
calefaccion a gas con llama	si	

3. Desarrollo experimental.

3.1 Producción de Dispersiones de polímeros en asfaltos

Las dispersiones de los distintos polímeros en asfalto fueron desarrolladas en el laboratorio LEMaC utilizando los dispersores descritos en las tablas N° 7 y 8, y los detalles técnicos de cada una de ellas se describen a continuación:

Tabla 9. Dispersión de SBS en Asfalto CA – 20

Dispersión SBS en Asfalto CA – 20	
Metodología de mezclado	Con dispersor tipo rotor - estator
Recipiente de aditivación	Baño de aceite termostatzado, diámetro interior de 15,5 cm
Cantidad de cemento asfaltico	1600 - 1800 gr
% de SBS en peso del asfalto	3%
Acondicionamiento del CA - 20	En estufa a 140 °C
Acondicionamiento del SBS	A temperatura ambiente
Incorporación del SBS	Asfalto a 170 °C, T= 5 minutos (para 52,5 gr de SBS), aumentando gradualmente la velocidad del equipo.
Temperatura máxima alcanzada	178 °C
Tiempo total de la dispersión	30 minutos
Observaciones durante el aditivado	Moderada formación de burbujas
Tratamiento posterior	En estufa a 140 °C durante 1 hora.
Observaciones en el tratamiento posterior	Material homogéneo sin burbujas.

Tabla 10. Dispersión de NFU en Asfalto CA – 20

Dispersión NFU en Asfalto CA – 20	
Metodología de mezclado	Con dispersor tipo rotor - estator
Recipiente de aditivación	Baño de aceite termost., Dext.: de 12,5 cm
Cantidad de cemento asfaltico (gr)	800 - 1000 gr
Contenido de NFU en peso del asfalto	8%
Acondicionamiento del CA - 20	En estufa a 140 °C
Acondicionamiento del NFU	A temperatura ambiente
Incorporación del NFU	Cuando el asfalto alcanzo los 172 °C, durante 8 minutos (para 73,6 gr).
Temperatura máxima alcanzada	188 °C
Tiempo total de la dispersión	45 minutos
Observaciones durante el aditivado	Dispersión homogénea escasa burbujas
Tratamiento posterior	En estufa a 140 °C durante 1 hora.
Observaciones en el tratamiento posterior	Material homogeneo sin burbujas.

Tabla 11. Dispersión de SBR en Asfalto CA – 20

Dispersión SBR en Asfalto CA – 20	
Metodología de mezclado	Agitación mecánica con paletas.
Recipiente de aditivación	Baño de aceite termostatzado, diámetro interior 15,5 cm
Cantidad de cemento asfaltico (gr)	1500 - 1700
Contenido residual de SBR en la emulsión	64%
Contenido de SBR en peso del asfalto	5%
Acondicionamiento del CA – 20	En estufa a 100 °C
Acondicionamiento del SBR	En recipiente cerrado a T° ambiente
Incorporación del SBR	Con el asfalto a 100 °C. Muy lentamente, en forma de goteo
Tiempo de incorporación del SBR	Para 122 gr de SBR: 28 min.
Temperatura máxima alcanzada	180 °C
Tiempo total de la dispersión	60 min.
Observaciones durante el aditivado	Baja formación de espuma durante la incorporación con SBR y aumento de volumen en forma proporcional.
Tratamiento posterior	En estufa a 140 °C durante 1 hora.
Observaciones en el tratamiento posterior	Material homogéneo sin burbujas.

Tabla 12. Dispersión de NFU y SBS en Asfalto CA – 20

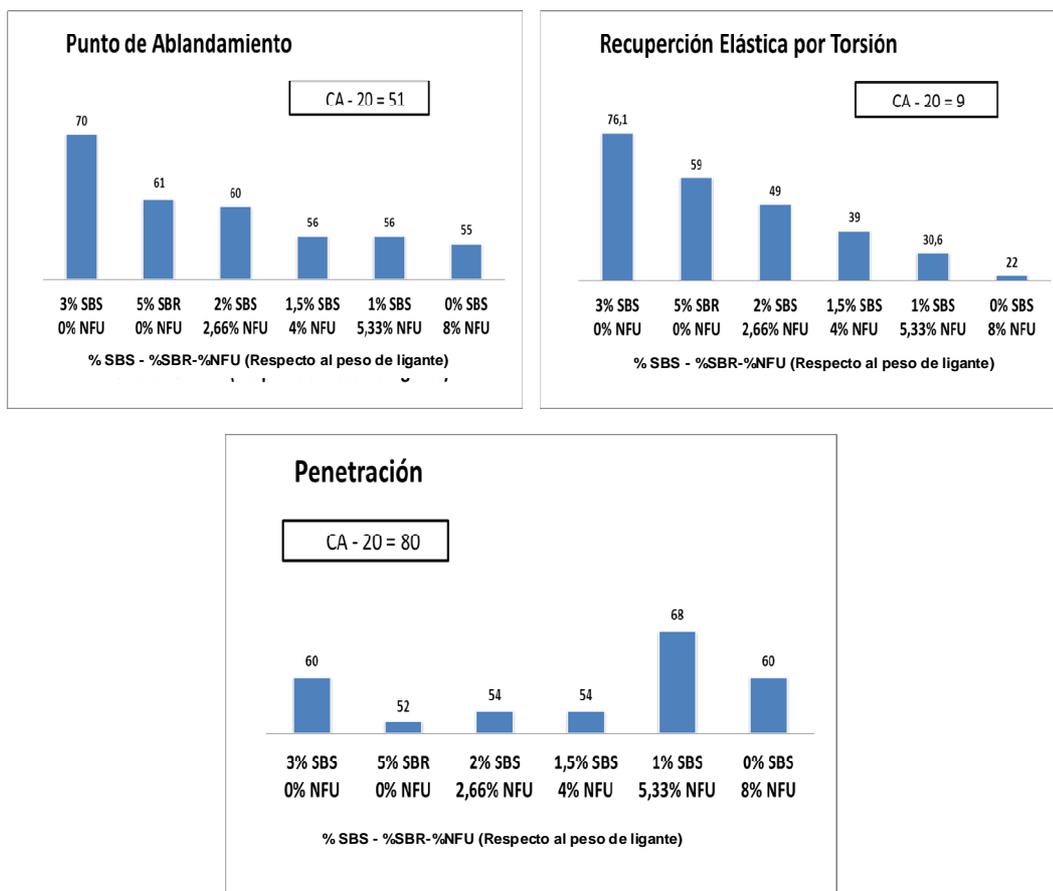
Dispersión NFU - SBS en Asfalto CA - 20		
Metodología de mezclado	con dispersor tipo rotor - estator	
Recipiente de aditivación	Baño de aceite termostatzado, diámetro interior de 15,5 cm	
Cantidad de cemento asfáltico (gr)	1700 - 1800	
Contenido de NFU - SBS en peso del asfalto	5,33% NFU - 1% SBS	
	4% NFU - 1,5% SBS	
	2,66% NFU - 2% SBS	
Acondicionamiento del CA - 20	En estufa a 140 °C	
Acondicionamiento del NFU	A temperatura ambiente	
Incorporación del polímero	5,33% NFU - 1% SBS	Con asfalto a 170 °C durante 12 min.
	4% NFU - 1,5% SBS	Con asfalto a 170 °C durante 12 min.
	2,66% NFU - 2% SBS	Con asfalto a 178 °C durante 11 min.
Forma de incorporación	5,33% NFU - 1% SBS	Ambos polímeros a la vez
	4% NFU - 1,5% SBS	Primero el SBS luego el NFU
	2,66% NFU - 2% SBS	Ambos polímeros a la vez
Temperatura máxima alcanzada	5,33% NFU - 1% SBS	185 °C
	4% NFU - 1,5% SBS	185 °C
	2,66% NFU - 2% SBS	180 °C
Tiempo total de la dispersión	5,33% NFU - 1% SBS	30 min
	4% NFU - 1,5% SBS	60 min
	2,66% NFU - 2% SBS	30 min
Observaciones durante el aditivado.	Dispersión homogénea escasa burbujas	
Tratamiento posterior	En estufa a 140 °C durante 1 hora.	
Observaciones en el tratamiento posterior	Material homogéneo sin espuma.	

3.2 Caracterización de los asfaltos modificados

Una vez ajustadas las dispersiones, pasando por un número importantes de pruebas para cada tipo de polímero, la decisión final del procedimiento más recomendable estuvo asociada a los valores iniciales tomados como referenciales en la caracterización del asfalto base.

Tabla 13. Caracterización de Asfaltos Modificados con Polímeros

% Respecto al peso del ligante	Punto de Ablandamiento (°C)	Penetración 1/mm	Rec. Elástica por torsión (%)	Clasificación
	IRAM 6841	IRAM 6576	IRAM 6830	IRAM 6596 IRAM 6676
3,00% SBS + 0,00% NFU	70	70	76,1	AM - 3
5,00% SBS + 0,00% NFU	61	52	59	AM - 2
2,00% SBS + 2,66% NFU	60	54	49	AM - 2
1,50% SBS + 4,00% NFU	56	54	39	AC - 2
1,00% SBS + 5,33% NFU	56	68	30,6	AC - 2
0,00% SBS + 8,00% NFU	55	60	22	AC - 2



Gráficos 2. Diagramas de variación de la penetración, punto de ablandamiento y recuperación elástica por torsión.

Análisis de la estabilidad al almacenamiento de las dispersiones

Existen diferentes formas de medir la estabilidad al almacenamiento de la dispersión de un polímero en asfalto. Se pueden citar las siguientes formas prácticas de poner este tema en evidencia

- Según norma IRAM 6840. Determinación de la estabilidad al almacenamiento de asfaltos modificados con polímeros
- Calidad de la dispersión y humectación de los polímeros mediante luz fluorescente en microscopio óptico
- Determinación de la viscosidad a 135, 170 y 190 ° C. Los asfaltos modificados a esa temperatura poseen un comportamiento cuasi newtoniano generado un torque entre 10 y 90, y produciendo cambios en el número de las agujas utilizadas y/o las velocidades las viscosidades debieran dar similares si la dispersión se mantuviera estable en el tiempo

En esta etapa se midieron en forma preliminar las variaciones de viscosidad, arrojando resultados similares a diferentes velocidades, siendo un indicio de la estabilidad de la dispersión.

Se está terminando de fabricar a escala de laboratorio 10 kg de cada dispersión. Al momento de homogenizar las mismas se hará una caracterización completa según

norma.

4 Análisis de resultados y conclusiones

- En los casos que se dispersaron SBS, NFU y mezclas de los mismos, el equipo dispersor fue un rotor y estator que cumple las veces de molino coloidal en una planta de producción.
- En el caso de SBR en emulsión la dispersión fue realizada por un mezclador de paletas, de la misma forma que se trabajará a escala industrial
- En cuanto al primer sistema se ha utilizado una fuerte energía de corte evidenciada al alcanzar el rotor y estator las 4500 vueltas por minuto, con una apertura de 2mm, elevada resistencia friccional, una temperatura de trabajo que oscilo entre 170 y 185°C, y un tiempo entre 30 y 60 minutos totales
- El segundo sistema, disminuyó la fricción al no existir rotor y estator, sino ser una paleta de 65 mm de diámetro para la condición de ensayo. Las revoluciones alcanzaron un máximo de 2800 vueltas, mientras que la temperatura de mezclado oscilo entre los 100°C iniciales y 170 °C al final de la dispersión. El tiempo total de mezclado fue de 60 minutos.
- Esta situación pone en evidencia una menor energía total en la segunda dispersión dado por el las rpm utilizadas, la energía dada por el sistema dispersor de mayor y menor complejidad respectivamente, las temperaturas del proceso inicial y final y el tiempo de permanencia para la escala de laboratorio.
- En cuanto a los resultados obtenidos se puede decir que:
 1. Se ha logrado un asfalto AM-3 con SBS y dispersión con rotor y estator.
 2. Se ha logrado un asfalto AM-2 reemplazando 1/3 del SBS por polvo de NFU y la misma energía de dispersión
 3. Se ha logrado un asfalto AM-2 dispersando emulsión de SBR con menor energía de dispersión sin necesidad de un molino coloidal
 4. Con porcentajes crecientes de NFU reemplazando SBS se ha logrado obtener asfalto AC-2, mientras que esa condición se obtuvo con 8 % NFU solo.
 5. Las variaciones registradas en la recuperación elástica por torsión y punto de ablandamiento evidencian los valores más altos para los polímeros solos y un decaimiento para las adiciones de NFU. En todos los casos incluso con NFU en un 100% como modificador se ha superado los valores del asfalto solo, poniendo en evidencia un cambio de desempeño en los ligantes, que deberán ser analizados con sus respectivo PG. Se puede decir en base a estas experiencias y a lo destacado en la bibliografía, que el punto de ablandamiento superior a 65°C se logra con SBS y dispersión con rotores y estatores o el molino equivalente a escala industrial.
 6. Las variaciones en la penetración no siguen una línea de tendencia, como era de esperar.
 7. Las experiencias realizadas han permitido vislumbrar alternativas tecnológicas válidas para su utilización en mezclas asfálticas, con relaciones costo beneficios, valoradas a nivel conceptual muy aceptables para las siguientes formulaciones: 100% de SBS, 100% de SBR, 2/3 SBS+1/3 NFU, 100% de NFU.

5 Bibliografía

WHAR, 2002. Composición SRHP de los asfaltos. Publicación del AASHTO.

Norma IRAM de Asfalto.

MIRANDA, ROSA C. et Al 2006. Análisis Termogravimétricos del caucho reciclado.

SEGURA, ADRIAN, 2010. Utilización de Asfalto modificado con NFU en un microconcreto discontinuo en caliente.

BOTASSO, GERARDO, 2007. Utilización de caucho reciclado en mezclas asfálticas

LEMaC, 2012 . Dispersión de emulsión de SBR en cementos asfálticos.

“CONTROL DE ESCURRIMIENTOS MEDIANTE LA IMPLEMENTACIÓN DE DISPOSITIVOS TENDIENTES AL IMPACTO HIDROLÓGICO CERO”

Becarios: Cedrik Paola Soledad, Gimenez Franco Leonel, Morgante Lucas, Palmitano Florencia, Urruspuru Juan (*)



Directores: Ing. Mena Guillermo - Ing. Gamino Alicia - Ing. Queizan Ángel ()**

Proyecto de I+D+i de pertenencia:
“OPTIMIZACIÓN DEL CONTROL DEL ESCURRIMIENTO EN UNA CUENCA URBANA MEDIANTE TÉCNICAS DE MODELACIÓN”
Código UTN: UTN-2164. Disposición SCTyP 569/14

1. RESUMEN

Con el propósito de reducir los impactos negativos que los procesos de urbanización generan sobre el territorio, contemplando los efectos sobre éste con una postura conservacionista e integral, el presente trabajo se propone contribuir hacia la progresiva utilización de sistemas de drenaje urbano que tiendan a la implementación de dispositivos basados en la premisa del “impacto hidrológico cero”, y que mantengan los escurrimientos superficiales en magnitudes comparables a las que se producían previamente a las impermeabilizaciones provocadas por los cambios de uso del suelo.

Se analizan distintas modalidades de reservorios de detención a instalar en un predio, consistentes con el sistema de drenaje del entorno, modelando matemáticamente los funcionamientos esperados, y se selecciona el más adecuado a las características particulares del lugar bajo la condición de preservar los caudales erogados por el terreno en valores comparables a los que se producían previo a la sucesiva implantación de las mejoras que fueron modificando su estado natural.

2. INTRODUCCIÓN Y MARCO TEÓRICO

El crecimiento de las ciudades, con diferentes ritmos, se manifiesta en todas las regiones del planeta, en consonancia con la creciente tendencia que presentan las poblaciones a agruparse en torno a las zonas urbanas. Este proceso genera demandas de infraestructura e introduce, en el medio natural, modificaciones que lo impactan desde diversos aspectos y provocan la continua necesidad de observación, control y mitigación.

Una de las perspectivas desde la que puede analizarse este fenómeno es el de los cambios que se producen en las proporciones de las distintas componentes del ciclo hidrológico.

En un medio rural, una importante proporción del agua originada en las precipitaciones se transforma en agua infiltrada en el subsuelo.

La impermeabilización del suelo mediante techos, calles, veredas y patios incrementa el escurrimiento superficial. Conjuntamente con la urbanización se canalizan y encauzan los escurrimientos, aumentándose la cantidad y la velocidad de la escorrentía superficial; lo que causa que también aumente el pico de los hidrogramas generados por la lluvia, pudiendo alcanzar una proporción equivalente de hasta 7 veces el valor de los caudales máximos correspondientes a la misma zona sin urbanización.

Las soluciones estructurales más extendidas para mitigar los efectos hidrológicos que trae aparejada la urbanización tienden a evacuar rápidamente los escurrimientos pluviales, reemplazando el sistema natural de drenaje por elementos artificiales. Las obras resultantes, en general de altos costos, presentan la particularidad de tener una vida útil asociada no sólo a su mantenimiento, sino también a la evolución en el tiempo del propio proceso de urbanización, que puede tornarlas obsoletas en un muy corto plazo. En su dimensionamiento se tienen en cuenta las descargas que produce la cuenca como resultado de la lluvia de diseño que se considera actuando sobre ella, y que generan escurrimientos que arriban en forma más o menos simultánea a los puntos más bajos y que requieren, para evitar inundaciones, la intervención mediante obras de conducción hacia otros sitios con mayor capacidad para el traslado de estos caudales.

A este concepto tradicional de evacuación rápida de los excedentes pluviométricos generados en las zonas urbanas se viene agregando en el mundo, el uso de prácticas destinadas a controlar y manejar de otras formas los escurrimientos ocasionados por los procesos de urbanización.

La propuesta del presente trabajo consiste en agregar dispositivos que permitan modificar la magnitud y la simultaneidad de arribos de caudales a los conductos, para que así no resulte necesario aumentar sus dimensiones, aun cuando aumente la urbanización de la cuenca de aporte.

Con el propósito de afectar aquella simultaneidad de arribos, se propone intercalar en cada nuevo predio urbanizado, dispositivos de detención que reduzcan los caudales a la salida del mismo, con el fin de llevarlos a valores del orden de los que había previo al aumento de la impermeabilización, y con un cierto retraso respecto a los que se hubieran producido en la cuenca por el efecto antrópico. Esta modalidad de intervención tiene su origen en el concepto de "impacto hidrológico cero", de manera que los crecimientos de las urbanizaciones resulten más sustentables.

Para esto, se analizan distintas alternativas de reservorios de detención a instalar en un predio, consistentes con el sistema de drenaje y las características arquitectónicas del entorno, modelando matemáticamente los funcionamientos esperados.

En ese sentido, se propone evaluar las dimensiones asociadas a diferentes tipologías de dispositivos de detención para techos de distintas superficies, con el propósito de determinar un criterio de selección adecuado a cada caso, buscando estructuras modulares que puedan adaptarse a cada situación particular y que permitan una sencilla implementación para propender al progresivo uso como medida de manejo de los escurrimientos pluviales de cualquier medio urbano, con un criterio conservacionista e integral.

3. DESARROLLO

Bajo la premisa anterior se plantea, para una determinada lluvia de diseño, dimensionar dispositivos de detención a nivel predio para reducir los impactos del incremento de caudales superficiales originado por el crecimiento urbano.

En particular, la idea a desarrollar consiste en intercalar en el sistema de desagües de cada vivienda estos dispositivos, de una manera que resulte integrada a la arquitectura de dicha construcción.

La modelación a implementar busca el dimensionamiento de tales sistemas de detención, de modo que, en función de los distintos escenarios calculados, pueda seleccionarse el más conveniente en cada caso.

3.1. METODOLOGÍA EMPLEADA

Los dispositivos de detención recibirán el agua de lluvia del techo conforme el conducto de descarga y tendrán un volumen que permita regular la salida al sistema pluvial a un ritmo menor en función de las características de la descarga a prever. Durante el proceso, el volumen de agua en el reservorio irá variando con el tiempo.

La ecuación diferencial que gobierna el fenómeno puede obtenerse partiendo de la ecuación de continuidad, como indica la *Ecuación (1)*:

$$\frac{dV}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (1)$$

que muestra la variación del volumen V en el tiempo para un reservorio, al cual ingresa un hidrograma de entrada indicado por $Q_e=Q_e(t)$ y del cual sale un hidrograma representado por $Q_s=Q_s(t)$.

El hidrograma de entrada Q_e se obtiene considerando una lluvia que incide sobre la superficie impermeable representada por el techo, que una vez colectada por el sistema de desagüe, ingresa al reservorio.

Para adoptar la lluvia de diseño se consideran las curvas I-d-R desarrolladas para la estación de Villa Ortúzar sintetizadas en la *Ecuación (2)*, utilizada en proyectos de saneamiento hidráulico admitidos por los organismos provinciales:

$$I = \frac{A}{(d+B)^C} \quad (2)$$

I = intensidad de la lluvia (mm/h)
 d = duración de la lluvia (min)

Se adopta una recurrencia de 10 años por ser esta la recomendada para estructuras de detención del tipo de las proyectadas, para la cual $A=1360,6$ $B=7,8$ y $C=0,745$.

Utilizando el Método de los bloques alternos se define un hietograma de diseño de 18 minutos de duración, el que se considera actuando sobre el techo.

Se supone que la lluvia incide sobre un techo plano, con drenaje hacia el reservorio materializado mediante una cañería vertical de diámetro 100 mm (suficiente para trasladar los caudales resultantes en el techo hacia el reservorio sin ocasionar ningún retardo en este proceso)

De esta forma, el hietograma utilizado, multiplicado por la superficie del techo, define el hidrograma de entrada $Q_e(t)$ al receptáculo retardador propuesto.

El hidrograma de salida del reservorio se calcula según la *Ecuación (3)*:

$$Q_s(h) = C \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gh} \quad (3)$$

En la que:

D=diámetro del orificio de salida

h=altura de agua en el reservorio

Para conductos de salida de PVC, se puede adoptar: C=0,61

Dado que la altura h de agua en el reservorio evoluciona con el tiempo, resulta $Q_s(h)=Q_s(t)$, tal como consigna la *Ecuación (1)*.

La *Ecuación (1)* es una ecuación diferencial ordinaria, y para obtener su solución se adopta la premisa de que el reservorio se encuentra vacío al momento de inicio de la lluvia ($h(0 \text{ seg})=0 \text{ m}$). El fenómeno de la evolución de la altura de agua en el reservorio puede ser estudiado como un Problema de Valor Inicial, el que admite diferentes formas de resolución. Debido a que uno de los datos ($Q_e(t)$) está dado en forma discreta, no es posible aplicar métodos exactos para solucionar la *Ecuación (1)*. Para el presente trabajo se utiliza una metodología numérica de solución, eligiéndose, dentro de los múltiples métodos de soluciones aproximadas para problemas del valor inicial, el *Método de Runge Kutta Clásico de 4° Orden*, ya que es uno de los más utilizados por aportar un menor error en el cálculo.

La expresión general del algoritmo es la indicada en la *Ecuación (4)*, en la que las constantes K_1 , K_2 , K_3 y K_4 se calculan respectivamente con las *Ecuaciones (4.1)*, *(4.2)*, *(4.3)* y *(4.4)*

$$h_{n+1} = h_n + \frac{1}{6}(K_1 + K_2 + K_3 + K_4)^{(n)} \quad (4)$$

$$K_1 = \Delta t \cdot f(t_n, h_n) \quad (4.1)$$

$$K_2 = \Delta t \cdot f\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}, h_n + \frac{K_1}{2}\right) \quad (4.2)$$

$$K_3 = \Delta t \cdot f\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}, h_n + \frac{K_2}{2}\right) \quad (4.3)$$

$$K_4 = \Delta t \cdot f(t_n + \Delta t, h_n + K_3) \quad (4.4)$$

En tales ecuaciones Δt es el intervalo de simulación adoptado y n es el orden asignado al instante de cálculo. La función f se corresponde con la diferencia de caudales $Q_e(t)-Q_s(t)$ indicada en la *Ecuación (1)*, y con la geometría del reservorio.

3.2. APLICACIÓN

Existen infinidad de alternativas de diseño de reservorios, en este caso en particular se considera un reservorio de detención de forma cilíndrica con paredes verticales, fondo horizontal y descarga de fondo mediante una cañería de sección circular como esquematiza la *Figura 1*. Se concibe el mismo con un mecanismo superior de desborde, para los casos en que se supere la lluvia de diseño, y de un dispositivo removible interceptor de los elementos que puedan trasladarse desde el techo (tales como hojas o cualquier otro residuo que pueda obstruir la salida del reservorio).

Se modeló el comportamiento del reservorio para un diámetro del conducto de salida de 0,025 m.

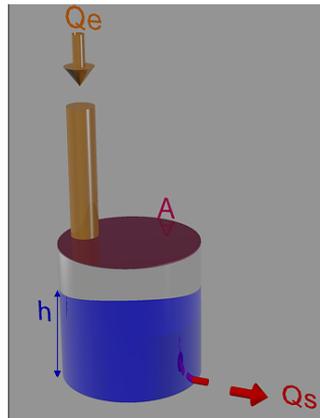


Figura 1 Esquema reservorio cilíndrico

Para este caso, el volumen V puede expresarse según la *Ecuación (5)*:

$$V = h.A \quad (5)$$

Donde A es la sección horizontal del cilindro, que en la modelación adoptará superficies de $0,3 \text{ m}^2$, $0,4 \text{ m}^2$, $0,5 \text{ m}^2$, $0,6 \text{ m}^2$ y $0,7 \text{ m}^2$, analizándose en cada caso, para la lluvia de diseño, la altura máxima del reservorio que resulte compatible con la máxima altura h que se obtiene de la modelación matemática, calculándose correspondientemente los volúmenes de reservorio necesario y el efecto atenuador de los caudales pico provocado por la interposición del dispositivo.

El segundo elemento de detención analizado tiene forma prismática rectangular, como se muestra en la *Figura 2*.

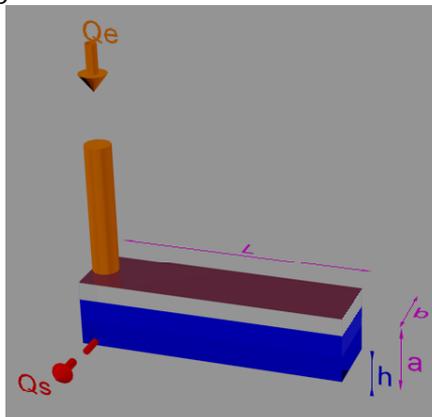


Figura 2 Esquema Reservorio Prismático Rectangular

Se consideran estructuras con un ancho a fijo de $0,5 \text{ m}$, y largo L variable de modo de lograr que la altura b sea en un primer caso de $0,5 \text{ m}$ y en un segundo caso de $0,6 \text{ m}$ (alturas que se fijan de modo tal que permitan utilizar de manera funcional el reservorio como banco). En este caso la altura h que resulta de la modelación se compatibiliza con los dos valores de b elegidos.

Para estos dispositivos, el volumen V de la *Ecuación (1)* queda expresado como indica la *Ecuación (6)*:

$$V = L.a.b \quad (6)$$

3.3. RESULTADOS OBTENIDOS

La Figura 3 muestra la evolución de los caudales que ingresan al reservorio de detención, y también la de los que salen del mismo, para un techo de 40 m² de superficie, y para una superficie horizontal del reservorio de 0,50 m².

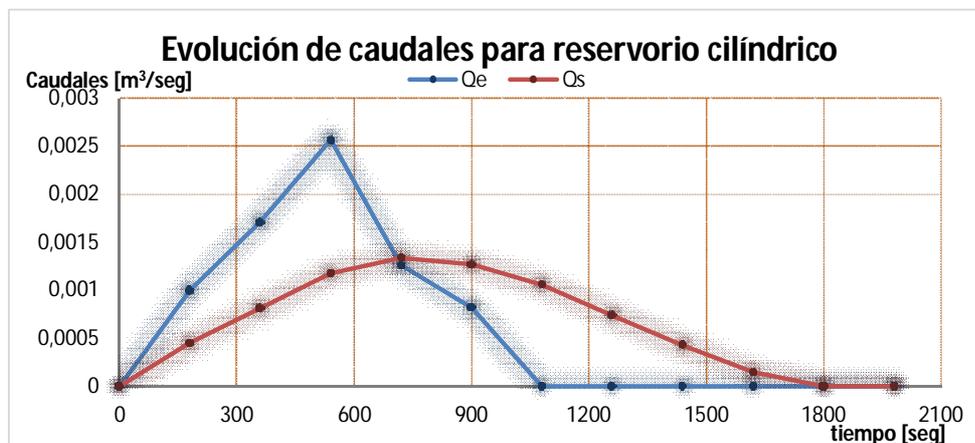


Figura 3: Evolución de caudales para techo de 40 m² y reservorio cilíndrico de A=0,5 m²

Para techos de 40 m², 50m², 60m² y 70 m², los resultados obtenidos para reservorios cilíndricos son los que se indican en la Tabla 1.

SUPERFICIE DE TECHO	Diámetro conducto de Salida [m]	Dimensiones del reservorio			Atenuación del Pico	
		Área Horizontal [m ²]	Altura Máxima Necesaria [m]	Volumen Máximo Necesario [litros]	m ³ /s	%
40 m ²	0,025	0,3	1,36	407	0,0010244	39,89%
	0,025	0,4	1,16	464	0,0011408	44,42%
	0,025	0,5	1,01	507	0,0012326	48,00%
	0,025	0,6	0,90	542	0,0013079	50,93%
	0,025	0,7	0,82	571	0,0013709	53,39%
50 m ²	0,025	0,3	1,88	564	0,0013930	43,40%
	0,025	0,4	1,59	634	0,0015408	48,00%
	0,025	0,5	1,37	687	0,0016558	51,58%
	0,025	0,6	1,22	729	0,0017486	54,48%
	0,025	0,7	1,09	763	0,0018257	56,88%
60 m ²	0,025	0,3	2,43	730	0,0017837	46,31%
	0,025	0,4	2,03	813	0,0019618	50,93%
	0,025	0,5	1,75	875	0,0020984	54,48%
	0,025	0,6	1,54	923	0,0022075	57,31%
	0,025	0,7	1,38	963	0,0022974	59,64%
70 m ²	0,025	0,3	3,01	904	0,0021924	48,79%
	0,025	0,4	2,50	999	0,0023992	53,39%
	0,025	0,5	2,14	1069	0,0025559	56,88%
	0,025	0,6	1,87	1123	0,0026803	59,64%
	0,025	0,7	1,69	1184	0,0027695	61,63%

Tabla N° 1: Dimensiones de reservorios cilíndricos para distintas superficies de techo y atenuaciones logradas

Se observa que las alturas y volúmenes de los reservorios de detención necesarios resultan directamente proporcionales a la superficie del techo a desaguar, y que a mayor superficie horizontal del reservorio, resulta menor la altura requerida del dispositivo.

La *Figura 4* muestra los porcentajes de atenuación del caudal pico logrados con este tipo de reservorio, que se encuentran en un entorno que va del 39,89 % al 61,63 %, valores que resultan compatibles con la idea de reducir los caudales a aquellos que se producían en el predio previo a las construcciones que impermeabilizaron parte del terreno, y que tienden así al impacto hidrológico cero.

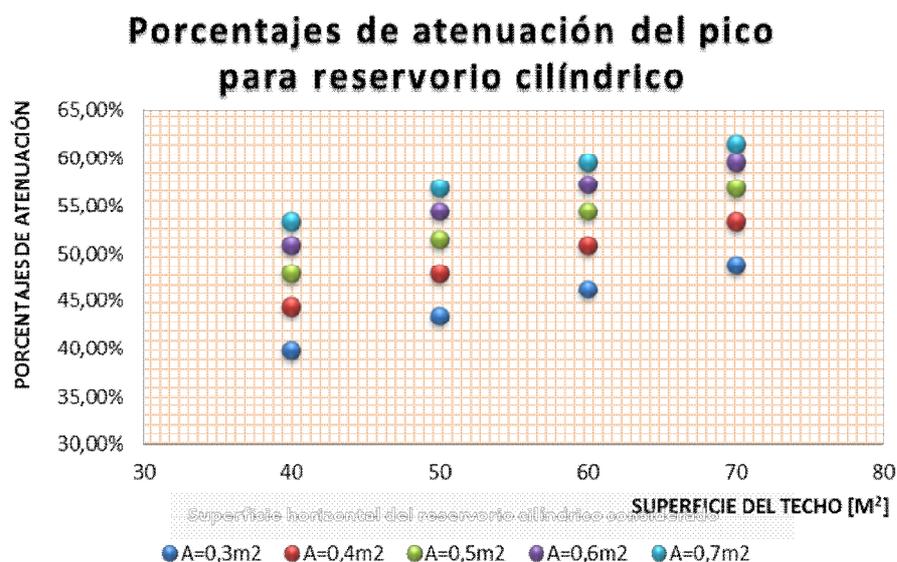


Figura 4: Porcentajes de atenuación del caudal pico para Reservorio tipo cilíndrico

Finalmente, cabe señalar que, para esta forma de reservorio, los volúmenes requeridos, aún para las mayores superficies de techo consideradas, permiten su implementación con distintos tipos de materiales, pudiendo elegir aquellos que resulten arquitectónicamente compatibles con el entorno, sin una reducción significativa del espacio útil del terreno, y con costos de construcción, instalación y mantenimiento sensiblemente bajos.

Para techos de superficies de 40 m² y 50 m² se han ensayado también las dimensiones necesarias de reservorios de forma prismática rectangular, de altura 0,5 m y profundidad 0,5 m, buscando el largo necesario para que funcionaran como estructuras laminadoras y que, a su vez, pudieran integrarse a la vivienda como bancos y darles así otra funcionalidad. Las longitudes necesarias han sido de 2,80 m y 4,0 m, y los porcentajes de atenuación de los caudales pico de 63,34% y 70,41% respectivamente. En la *Figura 5* se representa la evolución de los caudales para el primero de estos reservorios.

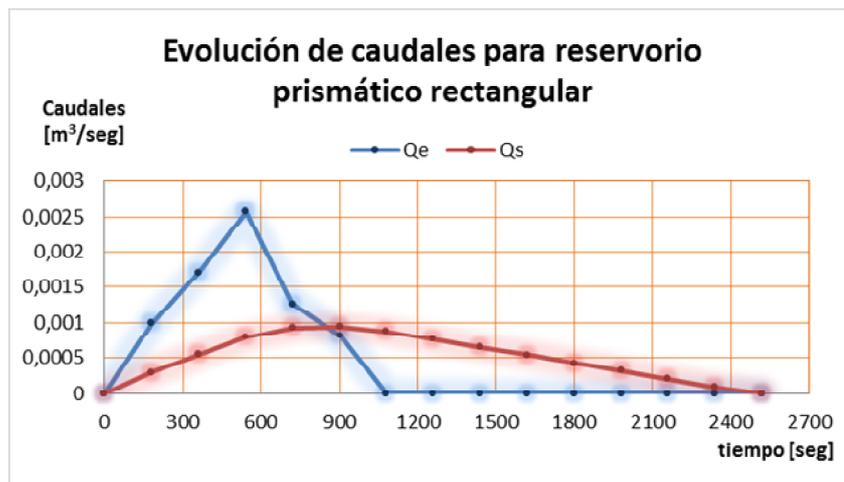


Figura 5 Evolución de caudales para techo de 40 m^2 y reservorio prismático rectangular ($L=2,80 \text{ m}$, $a=0,5 \text{ m}$ y $b=0,5 \text{ m}$)

También se modeló el comportamiento para reservorios de forma rectangular de ancho $0,5 \text{ m}$ pero de altura $0,6 \text{ m}$, obteniéndose como resultados longitudes necesarias de $2,20 \text{ m}$ y $3,20 \text{ m}$ respectivamente; y atenuaciones de $60,24\%$ y $67,77\%$.

3.4. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Este tipo de análisis, denominado *de sensibilidad*, es un complemento necesario para el ejercicio del modelado, especialmente porque provee información en la fase de diseño sobre el nivel de influencia de las dimensiones intervinientes en la bondad del diseño de dispositivo adoptado.

Es particularmente importante en el caso de modelos determinísticos que tienen algunos elementos conceptuales. Debido a estos componentes, las calibraciones son estrictamente válidas sólo dentro de rangos estrechos de las variables, de allí que, los errores en la estimación de los parámetros necesitan ser determinados de manera cualitativa. La sensibilidad es analizada usualmente aislando el efecto de uno de los parámetros.

En base a estos criterios, se consideraron cuatro volúmenes de reservorios destinados a atenuar los escurrimientos originados por la misma lluvia que cae sobre un techo de superficie determinada e invariable, evaluándose el efecto que tiene la variación del radio y de la longitud de reservorios cilíndricos horizontales sobre la atenuación y el retardo de los caudales.

4.3.1. EJEMPLO

Análisis de sensibilidad para reservorios cilíndricos de eje horizontal.

Considerando cada volumen de reservorio, se realizó un primer análisis sobre los valores del radio (r) y de la longitud (L) necesarios para obtener ese volumen. Los resultados se muestran en la *Figura 6*, en la que además se ha agregado una línea recta que permite distinguir el sector del gráfico en el que los reservorios tienen longitudes iguales o mayores al diámetro, configuración que se considera la más adecuada para este tipo de dispositivos.

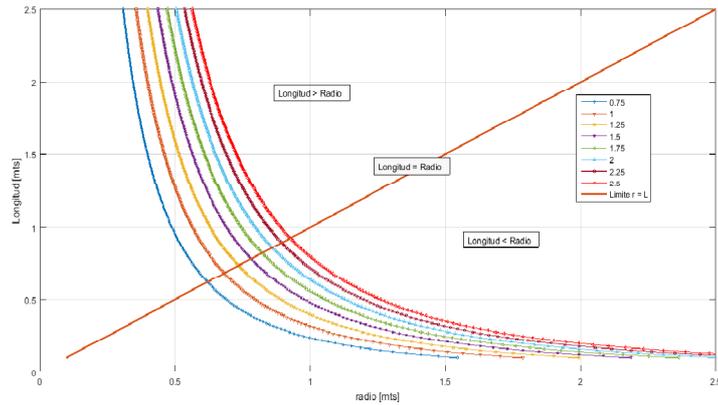


Figura 6: variación de r y L para distintos volúmenes

Se analizaron reservorios cilíndricos de eje horizontal, con volúmenes de $0,75 \text{ m}^3$, $1,25 \text{ m}^3$, $1,75 \text{ m}^3$ y $2,25 \text{ m}^3$.

Para cada volumen, se consideraron juegos de valores de r y L , tomando longitudes variables entre $0,25 \text{ m}$ y $1,5 \text{ m}$.

En cada caso, se modeló matemáticamente la Ecuación (1), obteniéndose los hidrogramas de salida correspondientes, con lo que pudieron evaluarse los valores obtenidos para la atenuación A y el retardo R derivados de la interposición del dispositivo. Los resultados de la modelación para la atenuación se muestran en la Figura 7.

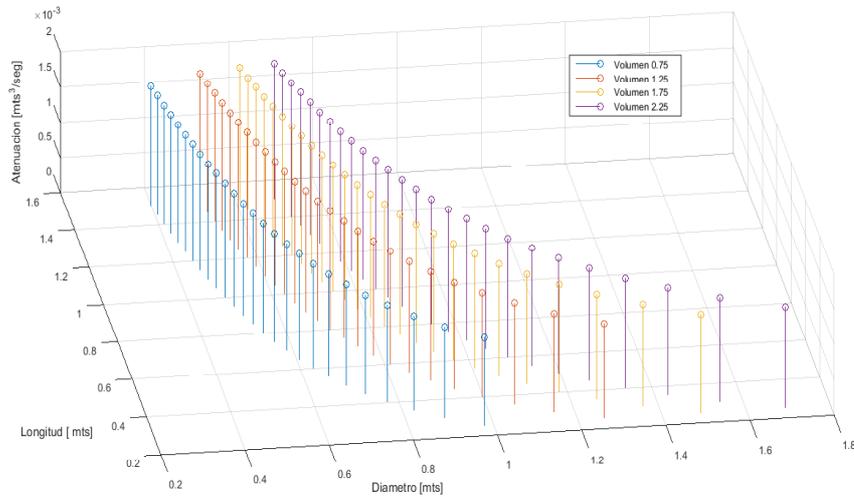


Figura 7: Atenuación A para distintos valores de r y L para cuatro volúmenes de reservorio.

Se realizó un análisis de sensibilidad en cada caso, para tratar de determinar la influencia del cambio del valor del radio r y de la longitud L en cada variación de la atenuación A y del retardo R .

Es decir, se calcularon los parámetros:

$$S_{AL} = \frac{\Delta A}{\Delta L} \quad S_{AL}: \text{Sensibilidad en los valores de } A \text{ para cada variación de } L \quad (7)$$

$$S_{Ar} = \frac{\Delta A}{\Delta r} \quad S_{Ar}: \text{Sensibilidad en los valores de } A \text{ para cada variación de } r \quad (8)$$

$$S_{RL} = \frac{\Delta R}{\Delta L} \quad S_{RL}: \text{Sensibilidad en los valores de } R \text{ para cada variación de } L \quad (9)$$

$$S_{R_r} = \frac{\Delta R}{\Delta r} \quad S_{R_r} : \text{Sensibilidad en los valores de } R \text{ para cada variaci3n de } r \quad (10)$$

Los resultados de esta modelaci3n se muestran en las *Tablas 2, 3, 4 y 5*.

longitud L [m]	radio r [m]	atenuaci3n A [m ² /s]	retardo R [m]	S _{A_L} = $\frac{\Delta A}{\Delta L}$	S _{A_r} = $\frac{\Delta A}{\Delta r}$	S _{R_L} = $\frac{\Delta R}{\Delta L}$	S _{R_r} = $\frac{\Delta R}{\Delta r}$	
0.25	0.9772	0.00125483	151.77					
0.3	0.8921	0.00130577	156.57	0.0010188	0,000598288	96	56,376	
0.35	0.8259	0.00134836	160.68	0.0008518	0,000643615	82.2	62,110	
0.4	0.7725	0.00138485	164.28	0.0007298	0,000684095	72	67,491	
0.45	0.7284	0.00141666	167.49	0.0006362	0,000719964	64.2	72,653	
0.5	0.691	0.00144481	170.4	0.0005630	0,000753131	58.2	77,855	
0.55	0.6588	0.00146998	173.04	0.0005034	0,000782727	52.8	82,098	
0.6	0.6308	0.00149271	175.5	0.0004546	0,000810386	49.2	87,706	
0.65	0.606	0.00151339	177.78	0.0004136	0,00083568	45.6	92,135	
0.7	0.584	0.00153232	179.91	0.0003786	0,000858693	42.6	96,620	
0.75	0.5642	0.00154975	181.92	0.0003486	0,000880209	40.2	101,504	
0.8	0.5463	0.00156587	183.81	0.0003224	0,000899787	37.8	105,496	
0.85	0.53	0.00158085	185.61	0.0002996	0,000918433	36	110,359	
0.9	0.515	0.0015948	187.32	0.0002790	0,000934263	34.2	114,523	
0.95	0.5013	0.00160785	188.97	0.0002610	0,000950012	33	120,116	
1	0.4886	0.00162099	190.53	0.0002448	0,000964304	31.2	122,902	
1.05	0.4768	0.00163158	192.03	0.0002298	0,000975773	30	127,386	
1.1	0.4659	0.0016424	193.47	0.0002164	0,000986955	28.8	131,351	
1.15	0.4556	0.0016526	194.88	0.0002040	0,000996091	28.2	137,695	
1.2	0.446	0.00166223	196.2	0.0001926	0,00100384	26.4	137,598	
1.25	0.437	0.00167134	197.52	0.0001822	0,001010913	26.4	146,477	
1.3	0.4285	0.00167995	198.75	0.0001722	0,001014538	24.6	144,934	
1.35	0.4205	0.00168811	199.98	0.0001632	0,001018643	24.6	153,545	
1.4	0.4129	0.00169582	201.15	0.0001542	0,001017473	23.4	154,402	
1.45	0.4058	0.00170313	202.26	0.0001462	0,001017795	22.2	154,549	
1.5	0.3989	0.00171003	203.34	0.0001380	0,001011727	21.6	158,357	
				m3x S =	0,0002448	0,0010186	31,200	158,357
				min S =	0,0001380	0,0009643	21,600	122,902

Tabla N° 2: Resultados para volumen de 0,75 m3

longitud L [m]	radio r [m]	atenuaci3n A [m ² /s]	retardo R [m]	S _{A_L} = $\frac{\Delta A}{\Delta L}$	S _{A_r} = $\frac{\Delta A}{\Delta r}$	S _{R_L} = $\frac{\Delta R}{\Delta L}$	S _{R_r} = $\frac{\Delta R}{\Delta r}$	
0.25	1.4927	0.00140466	166.26					
0.3	1.3626	0.00145838	171.81	0.0010744	0,000413046	111	42,673	
0.35	1.2616	0.00150331	176.67	0.0008986	0,000444495	97.2	48,080	
0.4	1.1801	0.00154182	180.99	0.0007702	0,000472637	86.4	53,020	
0.45	1.1126	0.00157546	184.95	0.0006728	0,000498442	79.2	58,675	
0.5	1.0555	0.00160526	188.64	0.0005960	0,000521939	73.8	64,629	
0.55	1.0064	0.00163197	192.09	0.0005342	0,000543767	69	70,236	
0.6	0.9635	0.00165615	195.36	0.0004836	0,000564365	65.4	76,322	
0.65	0.9257	0.0016782	198.51	0.0004410	0,000583324	63	83,332	
0.7	0.8921	0.00169845	201.54	0.0004050	0,000601345	60.6	89,979	
0.75	0.8618	0.00171716	204.48	0.0003742	0,000618548	58.8	97,196	
0.8	0.8344	0.00173453	207.33	0.0003474	0,000634725	57	104,143	
0.85	0.8095	0.00175073	210.15	0.0003240	0,000650223	56.4	113,187	
0.9	0.7867	0.0017659	212.88	0.0003034	0,000665318	54.6	119,693	
0.95	0.7657	0.00178015	215.58	0.0002850	0,000679110	54	128,675	
1	0.7464	0.00179358	218.25	0.0002686	0,00069266	53.4	137,707	
1.05	0.7284	0.00180627	220.89	0.0002538	0,000705508	52.8	146,772	
1.1	0.7116	0.0018183	223.53	0.0002406	0,000718368	52.8	157,647	
1.15	0.696	0.00182973	226.14	0.0002286	0,00073073	52.2	166,860	
1.2	0.6813	0.0018406	228.75	0.0002174	0,000741787	52.2	176,111	
1.25	0.6676	0.00185097	231.36	0.0002074	0,000753331	52.2	189,604	
1.3	0.6546	0.00186088	233.97	0.0001982	0,000764452	52.2	201,334	
1.35	0.6424	0.00187037	236.61	0.0001898	0,000775549	52.8	215,748	
1.4	0.6308	0.00187946	239.25	0.0001818	0,000785315	52.8	228,078	
1.45	0.6198	0.00188819	241.92	0.0001746	0,000795736	53.4	243,369	
1.5	0.6094	0.00189657	244.65	0.0001676	0,000804396	54.6	262,053	
				m3x Si =	0,0001898	0,0008044	54,600	262,053
				min Si =	0,0001676	0,0007755	52,800	215,748

Tabla N° 4: Resultados para volumen de 1,75 m3

longitud L [m]	radio r [m]	atenuaci3n A [m ² /s]	retardo R [m]	S _{A_L} = $\frac{\Delta A}{\Delta L}$	S _{A_r} = $\frac{\Delta A}{\Delta r}$	S _{R_L} = $\frac{\Delta R}{\Delta L}$	S _{R_r} = $\frac{\Delta R}{\Delta r}$	
0.25	1.262	0.00135271	161.1					
0.3	1.152	0.00140612	166.41	0.0010682	0,000485903	106.2	48,308	
0.35	1.066	0.00145084	171.03	0.0008944	0,000523475	92.4	54,080	
0.4	0.9914	0.00148922	175.11	0.0007676	0,000557343	81.6	59,249	
0.45	0.9403	0.00152277	178.83	0.0006710	0,000588187	74.4	65,218	
0.5	0.8921	0.00155252	182.25	0.0005950	0,000616553	68.4	70,875	
0.55	0.8505	0.00157921	185.4	0.0005338	0,000642912	63	75,878	
0.6	0.8143	0.00160338	188.4	0.0004834	0,00066749	60	82,849	
0.65	0.7824	0.00162544	191.22	0.0004412	0,000690511	56.4	88,270	
0.7	0.7539	0.00164572	193.92	0.0004056	0,000712576	54	94,870	
0.75	0.7284	0.00166446	196.53	0.0003748	0,00073305	52.2	102,095	
0.8	0.7052	0.00168186	199.05	0.0003480	0,000752314	50.4	108,956	
0.85	0.6842	0.00169811	201.48	0.0003250	0,000771729	48.6	115,403	
0.9	0.6649	0.00171332	203.88	0.0003042	0,000789041	48	124,503	
0.95	0.6472	0.00172762	206.19	0.0002860	0,000806362	46.2	130,259	
1	0.6308	0.0017411	208.47	0.0002696	0,000822618	45.6	139,137	
1.05	0.6156	0.00175385	210.69	0.0002550	0,000838715	44.4	146,035	
1.1	0.6014	0.00176594	212.88	0.0002418	0,000854225	43.8	154,736	
1.15	0.5882	0.00177742	215.07	0.0002296	0,000868393	43.8	165,660	
1.2	0.5758	0.00178936	217.2	0.0002188	0,000883347	42.6	171,986	
1.25	0.5642	0.00179879	219.33	0.0002086	0,00089651	42.6	183,084	
1.3	0.5532	0.00180876	221.43	0.0001994	0,000909989	42	191,673	
1.35	0.5429	0.0018183	223.53	0.0001908	0,000922477	42	203,061	
1.4	0.5331	0.00182746	225.6	0.0001832	0,000936354	41.4	211,600	
1.45	0.5238	0.00183624	227.67	0.0001756	0,00094962	41.4	223,249	
1.5	0.515	0.00184469	229.77	0.0001690	0,000959725	42	238,511	
				m3x Si =	0,0002188	0,0009597	42,600	238,511
				min Si =	0,0001690	0,0008833	41,400	171,986

Tabla N° 3: Resultados para volumen de 1,25 m3

longitud L [m]	radio r [m]	atenuaci3n A [m ² /s]	retardo R [m]	S _{A_L} = $\frac{\Delta A}{\Delta L}$	S _{A_r} = $\frac{\Delta A}{\Delta r}$	S _{R_L} = $\frac{\Delta R}{\Delta L}$	S _{R_r} = $\frac{\Delta R}{\Delta r}$	
0.25	1.6926	0.00143987	169.89					
0.3	1.5451	0.00149358	175.59	0.0010742	0,000364205	114	38,651	
0.35	1.4305	0.00153845	180.6	0.0008974	0,000391484	100.2	43,712	
0.4	1.3381	0.00157688	185.13	0.0007686	0,00041596	90.6	49,032	
0.45	1.2616	0.00161042	189.27	0.0006708	0,000438278	82.8	54,099	
0.5	1.1968	0.00164011	193.17	0.0005938	0,000458608	78	60,242	
0.55	1.1411	0.00166671	196.86	0.0005320	0,000477582	73.8	66,251	
0.6	1.0925	0.00169076	200.37	0.0004810	0,000495048	70.2	72,250	
0.65	1.0497	0.0017127	203.76	0.0004388	0,000511877	67.8	79,091	
0.7	1.0115	0.00173283	207.06	0.0004026	0,000527194	66	86,425	
0.75	0.9772	0.00175142	210.27	0.0003718	0,00054201	64.2	93,591	
0.8	0.9462	0.00176867	213.39	0.0003450	0,000555908	62.4	100,547	
0.85	0.9179	0.00178476	216.48	0.0003218	0,000569549	61.8	109,379	
0.9	0.8921	0.00179981	219.54	0.0003010	0,000581393	61.2	118,319	
0.95	0.8683	0.00181395	222.57	0.0002828	0,000594302	60.6	127,350	
1	0.8463	0.00182726	225.57	0.0002662	0,000605411	60	136,456	
1.05	0.8259	0.00183985	228.57	0.0002518	0,000617296	60	147,092	
1.1	0.8069	0.00185177	231.57	0.0002384	0,000627749	60	157,990	
1.15	0.7892	0.00186309	234.57	0.0002264	0,000638241	60	169,145	
1.2	0.7725	0.00187386	237.6	0.0002154	0,000648176	60.6	182,356	
1.25	0.7569	0.00188413	240.66	0.0002054	0,000657969	61.2	196,045	
1.3	0.7422	0.00189394	243.78	0.0001962	0,000667381	62.4	212,256	
1.35	0.7284	0.00190333	246.93	0.0001878	0,000676763	63	227,029	
1.4	0.7152	0.00191232	250.14	0.0001798	0,000684964	64.2	244,576	
1.45	0.7028	0.0019210	253.41	0.0001726	0,000693734	65.4	262,863	
1.5	0.691	0.00192924	256.74	0.0001658	0,000701792	66.6	281,902	
				m3x Si =	0,0001726	0,0007018	66,600	281,902
				min Si =	0,0001658	0,0006937	65,400	262,863

Tabla N° 5: Resultados para volumen de 2,25 m3

Las tablas precedentes incluyen, al pie de cada una, una selección de los valores máximos y mínimos de cada una de las columnas en las que se evaluó la sensibilidad. Esta selección se realizó en el rango de cada tabla que involucra dimensiones relativas de cada cilindro con valores de L iguales o mayores que el diámetro D , rango que comienza desde la fila resaltada en cada tabla hasta la última fila de la misma.

4. CONCLUSIONES

El uso de reservorios domiciliarios para la atenuación de los caudales que se vuelcan al sistema público de desagües, constituye una herramienta de manejo de los escurrimientos que puede aportar soluciones a gran escala, al creciente problema de las inundaciones que afectan a la mayor parte de los centros urbanos.

Al determinar la geometría de estos dispositivos, no existen reglas predefinidas que permitan la elección de las formas y dimensiones más adecuadas.

Al momento de seleccionar la forma no sólo inciden cuestiones hidráulicas, si no también, y en muchos casos preponderantemente, el espacio disponible, cuestiones económicas y arquitectónicas.

A la luz de los resultados obtenidos para distintas superficies de techo, se observa que si bien los volúmenes para los dos tipos de reservorios resultan razonables, para el caso de los cilíndricos la altura h constituye el parámetro que determina la elección de la sección más adecuada para evitar estructuras demasiado esbeltas que las puedan tornar poco estables y que sean visualmente aceptables.

En el caso de los prismáticos los condicionantes de elección derivan de considerar una altura compatible con la funcionalidad prevista. Esta altura reducida determina la longitud del dispositivo, por lo que no resultarían recomendables para techos de mayores dimensiones a las estudiadas.

En cualquiera de los casos, los costos asociados a su construcción son significativamente bajos, haciendo viable su implementación. Contribuye a esta idea su concepción como estructuras apoyadas sobre el piso, que no requieren la consideración de bombeo alguno, y que de los resultados obtenidos pueden inferirse módulos crecientes con el aumento de la superficie de los techos.

Por otro lado, desde el punto de vista hidrológico, queda manifiesta la importante atenuación de los caudales pico que se logra a partir de su interposición en el sistema de drenaje.

En función de los aspectos señalados, la implementación de estos dispositivos resulta innovadora para la región metropolitana y en particular para la ciudad de La Plata, que ha sido particularmente afectada por fenómenos de inundación, de modo que se hace necesaria la implementación de una normativa que exija la aplicación de medidas estructurales como las de la presente propuesta.

Asimismo, esta modalidad de tratamiento de los desagües pluviales urbanos contribuye a la sustentabilidad de las ciudades, ya que la adopción de medidas a nivel predio evita el continuo redimensionamiento de la red de desagües.

Atendiendo a los resultados obtenidos en el análisis de sensibilidad, se observa en primer lugar la conclusión trivial de un mejor comportamiento ante mayores volúmenes de dispositivo.

Por otro lado, los valores de la sensibilidad indicados al pie de cada tabla muestra que, para la atenuación A el parámetro de diseño determinante es el radio r del reservorio. Esta tendencia se observa tanto para los máximos como para los mínimos y en todo el rango de volúmenes analizado. Lo mismo se repite para el retardo R , observándose que se logran mayor influencia de r en la obtención de mejores retardos.

En contraposición, la longitud de los reservorios se presenta como un parámetro poco sensible a la efectividad del dispositivo, por lo que puede ser relegado a un rol secundario en el proceso de diseño.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Tucci, Carlos Eduardo Morelli, "Gestión de Inundaciones Urbanas"(2007)ISBN 978-85-7727-127-6
- Leopold, Luna (1968) "Hydrology for urban land planning - A guidebook on hydrologic effects on urban land use" Geological Service (U.S.A.)
- Pilar, Deppetris, Pilar, Bravo (2004) "Una propuesta para minimizar las inundaciones pluviales urbanas en la ciudad de Resistencia, Chaco"
- Bertoni (2004)" Taller de Desarrollo de Capacidades, Generación de Conciencia y Participación para la Gestión Integrada de Inundaciones". ARG-Cap-Net y GWP-SAMTAC. Santa Fe
- Ministerio de Infraestructura de la Provincia de Buenos Aires (2011) "Manual para el Diseño de planes Maestros para la Mejora de la Infraestructura y la Gestion del Drenaje Urbano"
- TUCCI - BERTONI "Inundações urbanas na América do Sul" -, Brasil (2003).
- PILAR – BIAIN "Estudio de la Viabilidad Técnica de la Implantación de Retardadores de Escurrimiento Pluvial en Lotes Urbanos", Argentina (1999).
- SALTELLI, A. – CHAN, K. – SCOTT, E., "Sensitivity Analysis", Wiley (2009).