

“DOSIFICACIÓN DE HORMIGONES FAST-TRACK”

Becario: Lucas Curone ⁽¹⁾

Director: Ing. Marcelo Fabián Barreda ⁽²⁾

Proyecto de I+D+i de pertenencia:

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

Código UTN – 4125

1. Resumen

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

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

En el presente trabajo se realizaron dosificaciones de hormigones para pavimentos que resulten aptos para su habilitación al tránsito en un plazo máximo de 24 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.

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

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).

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.

(1) Becario de investigación Área Estructuras y Materiales de Construcción

(2) Director del proyecto

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 especificado 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 duraderas 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:

Cementos: CPC 40 (cemento portland compuesto de 40 MPa de resistencia) y CPF 40 (cemento portland con filler calcáreo de 40 MPa de resistencia). 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 silíceo 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 silíceo 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 trituradas, respectivamente.

Aditivos: fluidificante y superfluidificante.

En el primer caso, se trata de un plastificante universal que mejora la trabajabilidad, permite una reducción del agua del 6 al 12 % e incrementa las resistencias mecánicas. No contiene cloruros. La dosis recomendada por el fabricante es 0,2 a 0,5 % del peso del cemento, siendo la dosis normal 0,35 %. En el segundo caso, se trata de un superplastificante de alto rendimiento, recomendado para la confección de hormigones de altas prestaciones en prefabricación, pavimentos fast-track, muros con encofrados deslizantes, hormigones con una gran reducción de agua, hormigones de altas resistencias iniciales, etc. La dosis recomendada por el fabricante es 0,5 y 1,5 % del peso del cemento, dependiendo de que se emplee como superplastificante o gran reductor de agua.

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 2. Análisis granulométrico de los agregados gruesos (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

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

Se realizaron pastones correspondientes a distintas dosificaciones en las cuales el contenido de cemento varía entre 390 y 525 kg/m³ y la relación agua-cemento máxima es de 0,45 (Tabla 4). Esto significa que se espera obtener hormigones de baja permeabilidad y por lo tanto, de gran durabilidad. En la mayoría de 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.

Nº	a/c	Tipo de cemento	Cemento kg/m ³	Agua kg/m ³	Ag Grueso		Ag Fino		Aditivo	
					6 : 20	10 : 30	Silícea	0 : 6	Tipo	Dosis (%)
					kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³		
1	0,37	CPC 40	450	166	497	658	386	291	-	-

2	0,43	CPC 40	390	166	497	658	415	313	-	-
3	0,45	CPC 40	405	182	497	658	384	290	-	-
4	0,34	CPC 40	525	180	497	658	328	247	-	-
5	0,34	CPC 40	525	180	497	658	325	245	Plastificante	0,35
6	0,32	CPF 40	525	170	497	658	339	256	Plastificante	0,50
7	0,32	CPF 40	525	170	497	658	339	256	Superplastif.	0,50
8	0,32	CPC 40	525	170	497	658	341	257	Superplastif	0,20
9	0,30	CPC 40	525	160	497	658	355	268	Superplastif	0,40
10	0,30	CPC 40	525	160	497	658	356	268	Superplastif	0,30
11	0,28	CPC 40	525	147	497	658	369	278	Superplastif	1,20

Tabla 4. Dosificaciones fast-track

4. Análisis de Resultados

Dosificación	Relación a/c	Edad	Resistencia (MPa)	Asentamiento (cm)
1	0.37	8 horas	2.0	0
		24 horas	24.4	
2	0.43	24 horas	15.3	0
		7 días	36.0	
3	0.45	24 horas	11.0	6
		7 días	30.3	
4	0.34	8 horas	7.6	0
		24 horas	29.3	
5	0.34	10 horas	7.2	5
		24 horas	26.2	
6	0.32	8 horas	1.5	5
		24 horas	23.4	
		7 días	42.2	
7	0.32	8 horas	5.2	> 18
		24 horas	31.8	
8	0.32	8 horas	9.0	1.5
		24 horas	29.3	
9	0.30	24 horas	31.3	15
		7 días	59.2	
10	0.30	8 horas	4.9	7.5
		24 horas	30.9	
11	0.28	8 horas	4.6	No fue determinado
		24 horas	40.2	

Tabla 5. Resumen de resultados obtenidos para cada dosificación.

En el caso de la dosificación N° 3, presenta la singularidad de que no se empleó aditivo fluidificante y se obtuvo un asentamiento aceptable para un pavimento (6 cm). Según la Tabla 1, la resistencia a compresión del hormigón alcanzada permite librar al tránsito una losa de un espesor ≥ 225 mm.

En el caso de la dosificación N° 5, la resistencia lograda permite abrir al tránsito una losa de espesor ≥ 150 mm. En esta mezcla fueron empleados un aditivo fluidificante y un cemento CPC 40.

La dosificación N° 6 permite la habilitación de una losa cuyo espesor sea ≥ 175 mm. En esta mezcla fueron empleados un aditivo fluidificante y un cemento CPF 40.

La dosificación N° 10 permite la apertura al tránsito de una losa de espesor ≥ 150 mm. En esta mezcla fueron empleados un aditivo superfluidificante y un cemento CPC 40.

Se tomaron en cuenta sólo las mezclas que presentaron un asentamiento adecuado para un pavimento. El asentamiento recomendado para pavimentos se encuentra comprendido entre 25 y 75 mm (ACI 211.1-91: Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete)

De la Tabla 5 surge que no fue posible obtener con los materiales empleados hormigones aptos para su habilitación a la edad de 8 horas. Posiblemente, para lograr ese fin, deberá recurrirse al uso de un cemento de alta resistencia inicial o a un aditivo acelerante de la resistencia.

5. Conclusiones

Las dosificaciones realizadas con los materiales disponibles permitieron obtener hormigones adecuados para su habilitación al tránsito a una edad de 24 horas pero no fue posible, hasta el momento, dosificar hormigones aptos para su habilitación a una edad menor o igual a 8 horas. Por este motivo, continuando con el desarrollo del proyecto, se utilizarán otros materiales que permitan una ganancia de resistencia temprana de los hormigones, tales como cemento de alta resistencia inicial, cemento de 50 MPa de resistencia y aditivos químicos aceleradores de resistencia.

La tesis sólo expresa los resultados iniciales de la evaluación de dosificaciones para la obtención de hormigones fast-track.

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.

“MATERIALES COMPONENTES DE HORMIGONES FAST-TRACK”

Becario: Nicolás Daniel Battista ⁽¹⁾
Director: Ing. Marcelo Fabián Barreda ⁽²⁾

Proyecto de I+D+i de pertenencia:

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

Código UTN – 4125

1. Resumen

Una de las formas de disminuir el tiempo de cierre de los pavimentos sometidos a reparaciones es el empleo de un hormigón que desarrolle su resistencia rápidamente. El aumento rápido de la resistencia no requiere combinar materiales especiales o emplear una técnica constructiva sofisticada. Es posible obtener una mezcla adecuada utilizando cementos, aditivos y agregados disponibles a nivel local. En el presente trabajo se pretende establecer las características principales de los materiales empleados en la dosificación de hormigones para pavimentos que resulten aptos para su apertura temprana al tránsito (fast-track).

2. Fundamentos

El hormigón de apertura temprana al tránsito (fast-track) nació para satisfacer la necesidad creciente, en los pavimentos de hormigón de aeropuertos, caminos y calles urbanas, tanto en las construcciones nuevas como en los trabajos de reparación, refuerzo y reconstrucción, de acelerar las tareas para librar los pavimentos al tránsito rápidamente, provocando menores inconvenientes e interrupciones y con los menores costos posibles.

Las soluciones que ofrece la construcción, reparación y reemplazo de los pavimentos de hormigón mediante el empleo de hormigones tradicionales son lentas y provocan la interrupción del tránsito, con la consiguiente congestión del mismo, especialmente en áreas urbanas.

Para reducir al mínimo los tiempos de construcción y de curado, que provocan el retraso del paso de los vehículos, se advirtió la posibilidad de adaptar las técnicas de los hormigones de muy elevada resistencia inicial para realizar las tareas mencionadas anteriormente y salvar así los inconvenientes citados.

La mayoría de las especificaciones tradicionales prevén plazos de espera (períodos de curado), entre la finalización de los trabajos y el momento de habilitación, comprendidos entre aproximadamente 5 y 14 días, necesarios para que el hormigón tradicional alcance suficiente resistencia para poner el pavimento en servicio. Empleando hormigones fast-track, el desarrollo de resistencia se promueve en forma tal que el tiempo de espera para librar el pavimento al tránsito puede reducirse a intervalos comprendidos entre aproximadamente 6 y 24 horas.

El hormigón fast-track está compuesto por los mismos materiales que el hormigón para pavimentos convencional y puede elaborarse con los materiales localmente disponibles: cemento, agregados y aditivos.

No existe necesariamente una dosificación específica para una mezcla fast-track. Empleando combinaciones diferentes de materiales podrán obtenerse hormigones que desarrollen resistencia rápidamente. La Tabla 1 muestra los materiales componentes y las proporciones característicos de las mezclas fast-track para cementos ASTM C 150 tipo I (normal) y tipo III (de alta resistencia inicial). Algunos

(1) Becario de investigación Área Estructuras y Materiales de Construcción

(2) Director del proyecto

cementos adicionados y otros aditivos también pueden producir resultados aceptables.

Material	Tipo	Cantidad
Cemento	ASTM C 150 Tipo I	415 - 475 kg/m ³
	ASTM C 150 Tipo III	415 - 475 kg/m ³
Ceniza volante	ASTM C 618 Clase C	0 – 48 kg/m ³
Relación Agregados	Grueso/Fino	1:1 – 1,5: 1
Relación agua/cemento		0,37 – 0,43
Incorporador de aire	ASTM C 260	Necesaria
Reductor de agua	ASTM C 494	Necesaria

Tabla 1. Materiales componentes y proporciones típicos de las mezclas fast-track

La dosificación de la mezcla de hormigón puede llevarse a cabo eficazmente con base en los resultados de los ensayos de laboratorio que determinan las propiedades físicas básicas de los materiales que se van a emplear, establecen la relación agua/cemento, el contenido de aire, el contenido de cemento y la resistencia que, a su vez, proporcionan información sobre las características de trabajabilidad de las diversas combinaciones de los materiales componentes. La ampliación de la investigación deseable para una obra determinada dependerá de su tamaño e importancia, así como de las condiciones de servicio.

Las características físicas y químicas del cemento influyen en las propiedades del hormigón endurecido. Sin embargo, la única propiedad del cemento empleada directamente en el cálculo de las proporciones de la mezcla de hormigón es su densidad.

La calidad de los cementos argentinos está garantizada por un triple procedimiento: control interno de la fabricación, certificación oficial del sistema de gestión de la calidad y control por medio de un organismo externo.

El agregado ocupa un volumen de entre el 70 % y el 80 % del hormigón, es por ello que sus características tendrán un fuerte impacto en las propiedades tanto en su estado fresco como endurecido, así como en la durabilidad del pavimento.

El tamizado, el contenido de humedad, el peso específico y la absorción de ambos agregados, grueso y fino, así como el peso unitario compactado en seco del agregado grueso, son propiedades físicas útiles para el cálculo de la mezcla.

Los aditivos químicos más habituales en hormigones fast-track son los reductores del agua de amasado (fluidificantes y superfluidificantes), los aditivos incorporadores de aire y los aceleradores de resistencia.

Los fluidificantes mejoran la trabajabilidad del hormigón en presencia de una relación agua/cemento constante (cantidad de agua de la mezcla inalterada). Por otro lado, si se desea conservar el nivel de trabajabilidad, los fluidificantes permiten reducir la cantidad de agua necesaria y en consecuencia la relación agua/cemento. En este caso aumentan la resistencia y la impermeabilidad. Se puede además, si bien en forma controlada, conjugar los dos efectos, mejorando la trabajabilidad y reduciendo la relación agua/cemento.

Un posible efecto secundario que se puede dar seguidamente al uso de fluidificantes es una cierta demora en el fraguado. Aquí entran en juego las características del cemento y de los agregados usados. Por esto se recomienda verificar la compatibilidad entre los componentes y los aditivos, sobre todo en el caso de dosificaciones elevadas de aditivo o también cuando se trabaja con más de un aditivo simultáneamente.

El rol de los incorporadores de aire es introducir en el hormigón micro-burbujas de aire. De esta manera se mejora sensiblemente la resistencia al hielo y a las sales

anticongelantes. Además, se obtiene el mejoramiento de la trabajabilidad y la disminución de la segregación.

Los aceleradores son empleados para lograr la resistencia deseada en un tiempo corto.

Sólo deben emplearse aditivos de marcas y resultados conocidos. Cuando se selecciona un aditivo, además de satisfacer las características técnicas establecidas en las especificaciones, debería tenerse en cuenta muy especialmente la seriedad y responsabilidad técnica de su fabricante. El costo del producto, aunque no sea despreciable, no debe considerarse como único factor determinante.

Las posibles dosis y su repetición deben estar consideradas en la hoja técnica del aditivo. Las dosis sumadas no deben superar las cantidades máximas recomendadas por el fabricante.

3. Desarrollo experimental

Se realizaron algunos ensayos sobre los agregados disponibles con el propósito de obtener las características necesarias para realizar las dosificaciones de los hormigones fast-track.

La granulometría del agregado que se obtiene mediante el tamizado es un factor importante para determinar los requerimientos de agua, las proporciones de agregado grueso y arena, y el contenido de cemento para una trabajabilidad adecuada.

El agregado fino estaba constituido por arena silíceo y arena granítica triturada 0:6, mientras que el agregado grueso era una combinación de piedra partida granítica 6:20 y piedra partida granítica 10:30. Las granulometrías de los agregados se muestran en las Tablas 2 y 3.

Tamiz N°	Arena silíceo		Arena triturada		Arenas combinadas	
	% retenido	% pasa	% retenido	% pasa	% retenido	% pasa
3/8"	0	100	0	100	0	100
N° 4	0,9	99,1	7,4	92,6	3,7	96,3
N° 8	1,4	98,6	35,0	65,0	15,8	84,2
N° 16	1,9	98,1	55,3	44,7	24,9	75,1
N° 30	9,9	90,1	73,5	26,5	37,2	62,8
N° 50	52,8	47,2	81,7	18,3	65,2	34,8
N° 100	94,4	5,6	91,0	9,0	92,9	7,1

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

Tamiz N°	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
N° 4	96,6	3,4	99,5	0,5	98,3	1,7

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

Se obtuvieron los módulos de finura (MF) de las arenas realizando la suma de los retenidos acumulados en la serie normalizada de tamices y dividiendo esa suma por 100. Los módulos obtenidos fueron 1,61 y 3,44 para las arenas silíceo y triturada, respectivamente.

Tamices	% máximo que pasa en masa
---------	---------------------------

	Granulometría A	Granulometría B	Granulometría C
3/8"	100	100	100
Nº 4	95	100	100
Nº 8	80	100	100
Nº 16	50	85	100
Nº 30	25	60	95
Nº 50	10	30	50
Nº 100	2	10	10

Tabla 4. Granulometrías del agregado fino (IRAM 1627 - Reglamento CIRSOC 201-2005)

Tamaño nominal	% en masa que pasan por los tamices							
	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	Nº 8
1 1/2" - Nº4	100	95-100	---	35-70	---	10-30	0-5	---

Tabla 5. Granulometrías del agregado grueso para tamaño nominal 1 1/2" – Nº 4 (IRAM 1627 – Reglamento CIRSOC 201-2005)

En el caso de los agregados gruesos, se define como tamaño máximo nominal (TMN) al valor de la abertura de malla del tamiz a través del cual pasa en forma acumulada el 95 % del peso total del material o valor inmediato superior. Los tamaños máximos nominales obtenidos fueron 3/4" (19 mm) y 1 1/2" (37,5 mm) para las piedras 6:20 y 10:30, respectivamente. El TMN de las piedras combinadas conseguido fue de 1 1/2" (Tabla 3).

Además de la granulometrías, se determinaron otras características físicas de los agregados para su utilización en las dosificaciones de hormigón tales como densidad y absorción de los agregados finos (IRAM 1520), densidad y absorción de los agregados gruesos (IRAM 1533) y peso unitario compactado en seco de los agregados gruesos (IRAM 1548).

Las densidades relativas de los agregados finos en estado saturado y superficie seca (sss) obtenidas fueron 2,64 y 2,72 para las arenas silíceas y triturada, respectivamente. Las densidades relativas de los agregados gruesos (sss) alcanzadas fueron 2,74 para las dos fracciones.

Las absorciones de los agregados finos obtenidas fueron 0,4 % y 0,6 % para las arenas silíceas y triturada, respectivamente. Las absorciones de los agregados gruesos alcanzadas fueron 0,6 % y 0,8 % para las piedras 6:20 y 10:30, respectivamente.

Los pesos unitarios de los agregados gruesos logrados fueron 1533 kg/m³ y 1544 kg/m³ para las piedras 6:20 y 10:30, respectivamente.

4. Análisis de resultados

El módulo de finura de las arenas sirve como parámetro de diseño de mezclas de hormigón en los métodos racionales de dosificación.

El reglamento CIRSOC 201-2005 especifica que el agregado fino debe tener una granulometría continua, comprendida dentro de los límites que determinan las granulometrías A y B (Tabla 4), y el módulo de finura debe ser igual o mayor que 2,3 e igual o menor que 3,1. Por lo tanto, para satisfacer esta última exigencia, se estableció la obtención de un agregado fino con un módulo de finura igual a 2,40, en base a los módulos de las arenas disponibles. Se planteó un sistema de 2 ecuaciones con 2 incógnitas:

x = % de arena silícea

y = % de arena triturada

$$1,61x + 3,44y = 2,40$$

$$x + y = 1$$

Resolviendo el sistema: $x = 57 \%$ e $y = 43 \%$.

Aplicando estos porcentajes se obtuvo la granulometría correspondiente a las arenas combinadas (Tabla 2).

El reglamento CIRSOC 201-2005 indica que en caso de que la granulometría exceda hasta 10 % a los límites de la curva B en el conjunto de tamices IRAM 1,18 mm (Nº 16), 600 μm (Nº 30) y 300 μm (Nº 50), se considerará que el agregado fino cumple los requisitos granulométricos especificados. El 10 % mencionado puede comprender a un solo tamiz o formarse por suma de los % que exceden los límites de más de uno de los 3 tamices indicados. Por lo tanto, las arenas combinadas según los % determinados cumplen con esta exigencia (Tabla 2).

Se define el tamaño nominal del agregado grueso como la fracción comprendida entre los tamices límites que se utilizan en el ensayo granulométrico y representan al agregado en estudio. De acuerdo con el tamaño nominal, en el reglamento CIRSOC 201-2005 se establecen franjas granulométricas, como se indica en la Tabla 5. Con el objeto de cumplir con los % establecidos en la Tabla 5, las piedras disponibles fueron mezcladas en una proporción de 43 % y 57 % para las piedras 6:20 y 10:30, respectivamente. Aplicando estos porcentajes se alcanzó la granulometría correspondiente a las piedras combinadas (Tabla 3).

5. Conclusiones

El hormigón fast-track está compuesto por los mismos materiales que el hormigón para pavimentos convencional y puede elaborarse con los materiales localmente disponibles: cemento, agregados y aditivos.

La granulometría del agregado que se obtiene mediante el tamizado es un factor importante para determinar los requerimientos de agua, las proporciones de agregado grueso y arena, y el contenido de cemento para una trabajabilidad adecuada. Es posible que los agregados finos y gruesos cumplan satisfactoriamente con las curvas granulométricas especificadas en el reglamento CIRSOC 201-2005 mezclando agregados de distintas granulometrías.

El cemento portland normal y el cemento de alta resistencia inicial son aptos para su empleo en mezclas fast-track.

Los aditivos químicos más habituales en hormigones fast-track son los reductores del agua de amasado (fluidificantes y superfluidificantes), los aditivos incorporadores de aire y los aceleradores de 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.
- 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.
- Souza E., Calo D., Influencia de las Características del Agregado en el Comportamiento del Pavimento de Hormigón, Los Áridos como Factor de Desarrollo, 1º Congreso Argentino de Áridos, Tomo I, Mar del Plata, Argentina, 2008.
- Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México, 1990.

“EVALUACIÓN DE HORMIGONES FAST-TRACK EN ESTADO FRESCO Y ENDURECIDO”

Becario: Juan Francisco Taranto ⁽¹⁾
Director: Ing. Marcelo Fabián Barreda ⁽²⁾

Proyecto de I+D+i de pertenencia:
“Hormigones de apertura rápida al tránsito (fast-track) para rehabilitación de pavimentos”
Código UTN – 4125

1. Resumen

Los hormigones fast-track son aquellos destinados a pavimentos de rápida habilitación al tránsito debido al acelerado desarrollo de su resistencia inicial. El desarrollo de la resistencia se establece en forma tal que el tiempo de espera para librar el pavimento al tránsito puede reducirse a intervalos comprendidos entre aproximadamente 6 y 24 horas posteriores a la finalización de los trabajos. De esta forma, la alternativa de realizar la construcción y/o reparación del pavimento con hormigón resulta sumamente atractiva.

El objetivo de la presente tesis consiste en la evaluación de las propiedades de diferentes hormigones fast-track en su estado fresco y endurecido.

2. Fundamentos

La tecnología de los pavimentos de hormigón fast-track brinda una alternativa que cumple con la demanda de los usuarios de acceder rápidamente a pavimentos de calidad. Ya sea la elección de los materiales a utilizar como la realización de dosificaciones adecuadas, son dos aspectos de gran importancia a la hora de enfrentar la fabricación del material en cuestión. Sin embargo, no se deben dejar de mencionar las técnicas y métodos constructivos que hacen a la calidad del hormigón una vez emplazado en la obra.

Las mezclas de hormigón fast-track no requieren materiales o técnicas especiales. No obstante, el diseño del material requiere más atención de la que se presta a las mezclas de hormigón convencional.

La relación agua-cemento, el contenido del cemento, la finura del cemento y las reacciones químicas de las partículas cementicias controlan la resistencia inicial de cualquier mezcla de hormigón. Sin embargo, para estos hormigones se debe considerar también la influencia adicional del calor de hidratación, la granulometría del agregado, el aire incorporado, la temperatura del agua y el aditivo a emplear.

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.

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

(1) Becario de investigación Área Estructuras y Materiales de Construcción

(2) Director del proyecto

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).

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

En los países que tienen experiencia en este tema se emplean ensayos no destructivos para determinar la resistencia del hormigón a cortas edades. Al realizar el estudio previo de las mezclas deben tenerse en cuenta estos hechos y la posibilidad de predecir la resistencia del hormigón a las edades tradicionales.

Los métodos no destructivos recomendados para predecir la ganancia de resistencia del hormigón en el pavimento son: el ensayo de madurez (función del tiempo y de la temperatura de curado) y el de la velocidad del pulso ultrasónico. Ambos métodos requieren la calibración previa en laboratorio para encontrar la relación de cada una de las variables citadas (madurez y velocidad) con la resistencia.

La posibilidad de librar al tránsito rápidamente un pavimento depende ciertamente de los materiales componentes del hormigón y de sus proporciones, pero los tiempos, planes y programas correspondientes a la construcción de un pavimento fast-track dependen también de muchos otros factores. Entre ellos están: modificaciones de las condiciones de proyecto, especificaciones y elementos constructivos, tipos de equipos, condiciones especiales de curado, ensayos no destructivos y criterios de apertura al tránsito. Los mismos pueden influir en forma significativa en la reducción del tiempo de construcción y librado al tránsito.

El cambio de las condiciones que diferencian a estos pavimentos de hormigón de los tradicionales requiere, indispensablemente, que se realicen algunas modificaciones en los procedimientos tradicionales. La experiencia ha mostrado que estos cambios son necesarios para aprovechar al máximo las ventajas que ofrece la tecnología correspondiente a los pavimentos de rápida habilitación al tránsito que no solamente dependen del empleo de hormigones de alta resistencia inicial.

3. Desarrollo experimental

Se dosificaron mezclas de hormigón empleando los siguientes materiales:

Cementos: CPC 40 (cemento portland compuesto de 40 MPa de resistencia) y CPF 40 (cemento portland con filler calcáreo de 40 MPa de resistencia). 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 silíceas 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 silíceas 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 silíceas 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.

Aditivos: fluidificante y superfluidificante.

En el primer caso, se trata de un plastificante universal que mejora la trabajabilidad, permite una reducción del agua del 6 al 12 % e incrementa las resistencias mecánicas. No contiene cloruros. La dosis recomendada por el fabricante es 0,2 a 0,5 % del peso del cemento, siendo la dosis normal 0,35 %. En el segundo caso, se trata de un superplastificante de alto rendimiento, recomendado para la confección de hormigones de altas prestaciones en prefabricación, pavimentos fast-track, muros con encofrados deslizantes, hormigones con una gran reducción de agua, hormigones de altas resistencias iniciales, etc. La dosis recomendada por el fabricante es 0,5 y 1,5 % del peso del cemento, dependiendo de que se emplee como superplastificante o gran reductor de agua.

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

Tamiz Nº	Arena silíceas		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

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

Se realizaron pastones correspondientes a distintas dosificaciones en las cuales el contenido de cemento varía entre 390 y 525 kg/m³ y la relación agua-cemento máxima es de 0,45 (Tabla 4). Esto significa que se espera obtener hormigones de baja permeabilidad y por lo tanto, de gran durabilidad. En la mayoría de 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.

N°	a/c	Tipo de cemento	Cemento	Agua	Ag. Grueso		Ag. Fino		Aditivo	
					6 : 20	10 : 30	Silíceo	0 : 6	Tipo	Dosis (%)
					kg/m3	kg/m3	kg/m3	kg/m3		
1	0,37	CPC 40	450	166	497	658	386	291	-	-
2	0,43	CPC 40	390	166	497	658	415	313	-	-
3	0,45	CPC 40	405	182	497	658	384	290	-	-
4	0,34	CPC 40	525	180	497	658	328	247	-	-
5	0,34	CPC 40	525	180	497	658	325	245	Plastificante	0,35
6	0,32	CPF 40	525	170	497	658	339	256	Plastificante	0,50
7	0,32	CPF 40	525	170	497	658	339	256	Superplastif.	0,50
8	0,32	CPC 40	525	170	497	658	341	257	Superplastif	0,20
9	0,30	CPC 40	525	160	497	658	355	268	Superplastif	0,40
10	0,30	CPC 40	525	160	497	658	356	268	Superplastif	0,30
11	0,28	CPC 40	525	147	497	658	369	278	Superplastif	1,20

Tabla 4. Dosificaciones fast-track

4. Análisis de Resultados

Analizando la Tabla 5, en la que se sintetizan los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a la compresión y de asentamiento para cada una de las dosificaciones, se observa que con la dosificación 3 el hormigón alcanzó, a las 24 horas de edad, una resistencia apta para la habilitación al tránsito del pavimento, en el caso de reemplazos de losa del orden de los 225 mm de espesor (Tabla 1), presentando, además, un asentamiento aceptable para un pavimento (6 cm), sin el empleo de aditivos.

Al reducir la relación agua/cemento e incorporar dosis de aditivos reductores de agua, se experimenta una ganancia rápida de resistencia a edad de 24 horas con correctos asentamientos en las dosificaciones 5 y 6. Nótese que se emplearon cementos CPC y CPF, respectivamente. Sin embargo, se observa que a menores edades (8 horas) todavía no se pudieron lograr resistencias aptas para la habilitación. Este comportamiento se repite en las restantes dosificaciones.

Dosificación	Relación a/c	Edad	Resistencia (MPa)	Asentamiento (cm)
1	0.37	8 horas	2.0	0
		24 horas	24.4	
2	0.43	24 horas	15.3	0
		7 días	36.0	
3	0.45	24 horas	11.0	6
		7 días	30.3	
4	0.34	8 horas	7.6	0
		24 horas	29.3	
5	0.34	10 horas	7.2	5
		24 horas	26.2	

6	0.32	8 horas	1.5	5
		24 horas	23.4	
		7 días	42.2	
7	0.32	8 horas	5.2	> 18
		24 horas	31.8	
8	0.32	8 horas	9.0	1.5
		24 horas	29.3	
9	0.30	24 horas	31.3	15
		7 días	59.2	
10	0.30	8 horas	4.9	7.5
		24 horas	30.9	
11	0.28	8 horas	4.6	No fue determinado
		24 horas	40.2	

Tabla 5. Resumen de resultados obtenidos para cada dosificación.

5. Conclusiones

Es posible la obtención de hormigones que presenten asentamientos adecuados y cumplan con las resistencias exigidas para su habilitación al tránsito a corto plazo, aun cuando sólo fueron empleados algunos de los materiales disponibles para alcanzar el fin perseguido. En el futuro, continuando con el desarrollo del proyecto, se utilizarán otros materiales que conduzcan a la ganancia temprana de resistencia de los hormigones, tales como cemento de alta resistencia inicial, cemento de 50 MPa de resistencia y aditivos químicos aceleradores de resistencia. La tesis sólo refleja los resultados obtenidos de la evaluación en estado fresco y endurecido de dosificaciones de hormigón preliminares.

6. Bibliografía

- Fast-Track Concrete Pavements, TB004.02P, American Concrete Pavement Association, Skokie, IL, 1994.
- Guidelines for Full-Depth Repair, TB002P, American Concrete Pavement Association, Skokie, IL, 1995.
- Fava Carlos A. P., Innovaciones y Mejoras Tecnológicas en el Área de los Pavimentos de Hormigón, Trabajos Técnicos Primer Seminario Provia Urbano, Tomo I, Rosario, Argentina, 1998.
- 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.
- CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, INTI, Argentina, 2005.

“ORGANIZACIÓN DE LAS DIVERSAS PARTES COMPONENTES DE LA IMPLANTACIÓN DE UNA PLANTA ASFÁLTICA EN CALIENTE FIJA”

Becario: José Javier Bombelli ⁽¹⁾
Director: Arq. Gustavo Das Neves ⁽²⁾

Proyecto de I+D+i de pertenencia:
“Análisis Técnicos y Económicos en Sistemas de Gestión de Plantas Asfálticas”
Código UTN: UTI-1094 Código de Incentivos 25/I045

1. Resumen

Esta tesis se encuentra enmarcada en torno al PID “Análisis Técnicos y Económicos en Sistemas de Gestión de Plantas Asfálticas”. En tesis anteriores se ha investigado respecto al tomado de conocimiento de las plantas asfálticas en líneas generales; y luego se profundizó en la determinación de los costos de explotación de las mismas.

En la presente tesis se analizará la relación entre las partes componentes de las Plantas para una eficiente organización.

2. Abstract

This thesis is framed around the RDP "Technical and Economic Analysis in Management Systems of Asphalt Plants". In previous thesis it has been investigated regarding taking knowledge of the asphalt plants in general; and then deepened in determining operating costs thereof.

In this thesis the relationship between the component parts of the plants for efficient organization will be analyzed.

3. Fundamentos

El costo de producción y colocación de mezcla asfáltica depende de los equipos y materiales utilizados, las distancias de transporte y la aptitud de la mano de obra. Para determinar adecuadamente este costo es necesario conocer el funcionamiento de las plantas, los materiales intervinientes y los equipos e infraestructura necesaria para la producción.

Se propone analizar la existencia, envergadura, ubicación y demás características de los sectores componentes de las instalaciones para una planta asfáltica en caliente (planta asfáltica, acopios, talleres, suministros, balanza, laboratorio, etc.).

4. Desarrollo experimental

Las partes principales de una planta asfáltica son los acopios de materiales, la planta, los tanques de fuel oil y asfalto, el laboratorio y la balanza. Todos estos elementos deben estar ubicados de forma tal que favorezca una eficiente relación entre sí de manera de repercutir positivamente en la producción de la Planta.

Acopio de agregados: puede ser en pilas o montones sobre superficies limpias y estables. Se debe evitar que los materiales se mezclen o contaminen. El movimiento de vehículos hacia y desde las pilas debe ser sin estorbos. Por eso,

(1) Becario del Centro de Investigaciones Viales LEMaC. Depto de Ingeniería Civil

(2) Director de Beca y/o Codirector Cargo en el proyecto o en el Depto. o cátedra asociada

cerca de la planta es conveniente que haya reservas del material para unos días.

Planta: los camiones con mezcla elaborada no deben retrasar a los que provisionan materiales. Debe estar cerca de un buen camino para que los camiones con mezcla no se demoren. Para la selección del lugar hay que tener en cuenta: el escurrimiento del agua, la dirección del viento, la proximidad de la mano de obra y del mercado y una base sólida y apropiada.

Tanques de fuel oil y asfalto: la planta asfáltica necesita asfalto para realizar la mezcla. El fuel oil se lo utiliza como combustible para el tambor secador, que calienta y seca a los agregados, y para la caldera que calienta el asfalto. Aquí podríamos agregar un elemento más que es la caldera. Ésta debe ir cerca de los tanques y, a su vez, éstos deben estar cerca de la planta para poder abastecerla.

Balanza: la balanza se utiliza para pesar los camiones que entran y comparar este peso con el peso que tienen a la salida. Teniendo la tara de los camiones, sirve de control de la cantidad de mezcla que se llevan o de la cantidad de agregados que traen. Cabe aclarar que si los camiones son de la empresa ya tienen una tara definida y no deben pasar por la balanza al ingreso. Debe estar situada cerca de la entrada para que sea el primer y último lugar por donde pasen los camiones. Como a la planta también ingresan vehículos que no traen o llevan mezcla asfáltica o agregados se debe tener en cuenta una entrada para estos vehículos.

Laboratorio: en el laboratorio se realizan los ensayos de control de los agregados y la mezcla en las distintas partes del proceso. Los datos extraídos de estos ensayos son las herramientas de control de la calidad del producto. Para controlar el funcionamiento de toda la planta, hay que obtener numerosas muestras en puntos fijados del proceso de producción. Por esto es que el laboratorio no debe estar muy alejado de la planta y de los acopios.

5. Análisis de Resultados



- 1 Balanza y control
- 2 Planta asfáltica
- 3 Tanques y caldera
- 4 Laboratorio
- 5 Acopios
- 6 Oficinas
- 7 Estacionamiento
- 8 Talleres
- 9 Acopio de cal

Planta n°1



Planta n°2



Planta n°3

Aquí se muestran tres plantas asfálticas, cada una con sus principales componentes enumerados del 1 al 9 y con un análisis de circulación de los

camiones desde que ingresan vacíos y se retiran con la carga de mezcla asfáltica.

Como se podrá notar, los camiones no pasan por la balanza a la entrada ya que estamos considerando aquellos que son propios de cada empresa, es decir, su tara es conocida.

En la planta n°1 la circulación tiene dos alternativas: pasar por atrás de la planta hormigonera o hacer una vuelta en U al final de la planta asfáltica. De cualquier forma los camiones que entran se cruzan con los que salen y esto puede generar grandes demoras.

Respecto a la ubicación de las distintas partes componentes podemos decir que la balanza, el laboratorio, y los tanques y caldera se encuentran bien ubicados respecto de la Planta. Las maquinarias que llevan los agregados desde los acopios hasta la Planta se cruzan con la circulación de vehículos que van a cargar mezcla y eso no es una situación deseable.

En la planta n°2 no hay grandes falencias en cuanto a la ubicación ya que el laboratorio está cerca de la Planta, la balanza está en la entrada, los tanques y caldera están contiguos a la planta y los acopios ubicados de forma tal que la alimentación sea prácticamente directa. El único posible inconveniente son las grandes distancias que tiene que recorrer la pala mecánica para poder alimentar la planta.

Con respecto a la circulación, los camiones que van a cargar la producción de mezcla se cruzan con la circulación de la retropala y, otra vez, esto puede generar demoras.

En la planta n°3 la balanza está un poco desplazada del acceso, pero no genera complicaciones. Los acopios están ubicados de manera eficiente, al igual que los tanques y la caldera. El laboratorio se ubicó de tal manera de estar cerca de la planta y de los acopios, ya que de ellos se extraen muestras para realizar ensayos que son muy importantes a la hora de dosificar la mezcla.

La circulación es un poco extensa, obligando a recorrer en demasía para cargar la mezcla, y se cruza con la circulación de la maquinaria alimentadora de la planta.

Luego de este análisis podemos concluir en que la planta más eficiente es la planta 3.

6. Conclusiones

A la hora de organizar una planta de mezcla asfáltica hay que tener en cuenta la interrelación entre las partes componentes como así también la circulación de vehículos dentro del predio.

A raíz de esto sacamos las siguientes conclusiones:

- La balanza debe ubicarse en la inmediatez de la entrada pero dejar un acceso que no requiera pasar por ella
- El laboratorio debe situarse en una zona cercana a los acopios y a la planta. En lo posible que se vea también la mezcla que está siendo cargada en los camiones.
- Los tanques y la caldera tienen que estar ubicados cerca de la planta pero que no entorpezcan el paso de camiones y máquinas.
- Los acopios deben estar ubicados de forma tal que la máquina que alimenta la planta haga el menor recorrido posible.
- La forma más eficiente de colocar una planta asfáltica es colocar la tolva de descarga de un lado y que se carguen los silos de almacenamiento por

el otro. De esta forma la circulación de camiones se divide y evita que se crucen.

7. Bibliografía

- Título original: Asphalt technology and construction practices – Instructor’s guide (2^a. edición enero 1983). Tecnología del asfalto y prácticas de construcción – Guía para instructores. Traducido por la comisión permanente del asfalto de la República Argentina con la autorización del Instituto del asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica. Buenos Aires, República Argentina (1985).
- Google Earth, 2016.
- Visitas a plantas asfálticas (OCSA y KAVOS).

“OBTENCIÓN DE MR PARA SUELOS TIPO II A PARTIR DE ENSAYOS VIALES CLÁSICOS”

Becarios: Domínguez Mauro, Verdú Constanza¹

Director: Luciano Brizuela²

Cotutor: Julián Rivera

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 (Mr) 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)

La metodología para llevar a cabo esta investigación implicó analizar la correlación de cada una de las constantes que forman parte de la EU con los ensayos viales clásicos, para desarrollar una estimación de las mismas sin la necesidad de realizar el ensayo propiamente dicho, ya que es complejo y muchas veces inalcanzable.

2- Abstract

The resilient module (Mr) is the fundamental parameter to characterize soils and not treated granular materials of base/subbase. As it is well-known, this parameter is contemplated with an equation and not with a single value, at least with the current software for flexible pavement design.

Based on previous research in the LEMaC (Centro de Investigaciones Viales), it is understood that the most convenient equation to model is the one developed by Uzan, known as the Universal Equation (UE).

The methodology to carry out this research was to analyze the correlation of each of the constants that are part of the EU with the classic road tests to develop an estimate analysis without the need to perform the test itself, since it is complex and, often, unattainable.

¹ Becarios de investigación del LEMaC, Centro de Investigaciones Viales. Dpto. Ing. Civil

² Tutor de la tesis.

3- 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.

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

Ecuación 1. Ecuación Universal de Uzan

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.

4- 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 siete suelos diferentes que cumplían con estas características a los cuales se le realizaron los ensayos viales clásicos, como ser clasificación, proctor y valor soporte relativo.

Suelo N°	Clasificación	Proctor	VSR
1	A4 (0)	$\gamma_s \text{ max} = 1,457$	23%
	LL = 34		
	LP = 0	H op = 23,4 %	
	IP = 0		
2	A4 (3)	$\gamma_s \text{ max} = 1,499$	8,6%
	LL = 34		
	LP = 26	H op = 23,7 %	
	IP = 8		
3	A5 (12)	$\gamma_s \text{ max} = 1,516$	3,0%
	LL = 42		
	LP = 33	H op = 22,5 %	
	IP = 9		
4	A6 (12)	$\gamma_s \text{ max} = 1,558$	2,6%
	LL = 38		
	LP = 25	H op = 20,5 %	
	IP = 13		
5	A7-5 (7)	$\gamma_s \text{ max} = 1,388$	13,6%
	LL = 44		
	LP = 33	H op = 29,8 %	
	IP = 11		
6	A7-5 (42)	$\gamma_s \text{ max} = 1,395$	0,3%
	LL = 67		
	LP = 31	H op = 26,6 %	
	IP = 36		
7	A7-6 (31)	$\gamma_s \text{ max} = 1,536$	2,3%
	LL = 54		
	LP = 26	H op = 21,9 %	
	IP = 28		

Cuadro 1. Valores de ensayos Viales clásicos.

Paralelamente fue necesario realizar una caracterización dinámica de los mismos siete suelos, elaborando al menos 3 probetas por cada uno de ellos, siguiendo los lineamientos del apéndice c– de la norma AASHTO T 307 (tesis 2011)³.

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

³ “Fundamentos Teóricos y Desarrollo del Procedimiento de ensayo de Módulo Resiliente”

PASO	Mr med	σ_3	σ_d	θ
1	92	0,041	0,009	0,131
2	81	0,041	0,023	0,144
3	76	0,040	0,027	0,149
4	69	0,040	0,040	0,161
5	65	0,040	0,063	0,182
6	69	0,026	0,017	0,094
7	79	0,026	0,019	0,097
8	58	0,026	0,024	0,103
9	66	0,027	0,042	0,122
10	59	0,026	0,054	0,133
11	59	0,012	0,005	0,042
12	52	0,013	0,023	0,061
13	53	0,012	0,028	0,065
14	56	0,013	0,046	0,084
15	58	0,012	0,065	0,102

Cuadro 2. Valores de ensayo. Suelo 1 probeta 1

En primera medida, se realizaron las regresiones múltiples para hallar las constantes k_1 , k_2 y k_3 de cada espécimen. En base a esto se eligió una sola ecuación, para que caracterice a cada tipo de suelo, teniendo en cuenta que sea la de mayor coeficiente de determinación R^2 (tesis 2014)⁴

Se obtiene así la siguiente matriz resumida:

N°	k_1	k_2	k_3	R^2
1	37,882	0,316	-0,385	0,88
2	449,584	0,192	0,234	0,64
3	265,354	0,195	0,054	0,57
4	78,475	0,096	-0,141	0,71
5	82,611	0,309	-0,134	0,63
6	34,004	-0,055	-0,158	0,74
7	165,696	-0,173	0,153	0,54

Cuadro 3. Valores de las constantes luego de la aplicación de la regresió

⁴ "Correlación de ensayos viales clásicos y los parámetros de la ecuación de Uzan para Modulo Resiliente en suelos tipo II"

5- Análisis de resultados

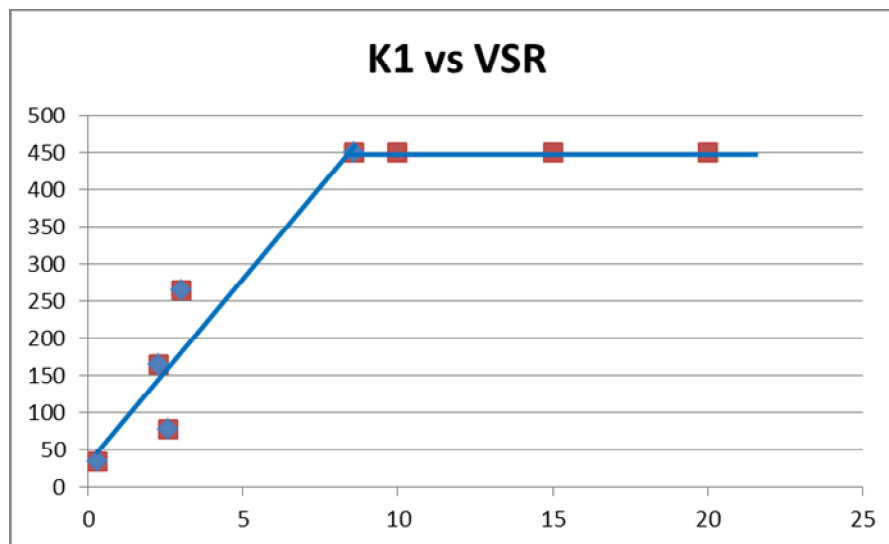
Para lograr las estimaciones de k_1 , k_2 y k_3 se decidió utilizar todos los parámetros obtenidos en los ensayos viales clásicos como variables independientes. Descartando, de todo análisis, al límite plástico (LP) por tener una cierta correspondencia con la humedad óptima y una total relación con el índice de plasticidad.

Estimación de k_1

Para el análisis estadístico de la variable dependiente k_1 se realizó una regresión múltiple con todas las variables independientes restantes. En función de encontrar el mejor R^2 ajustado manteniéndose por encima de ciertos valores de confianza, se fueron disminuyendo las variables de menor significancia hasta definir cuál es la mejor variable que se correlaciona con la constante.

En base a este análisis se decidió descartar esta metodología ya que los R^2 ajustados dieron, en todos los casos, valores por debajo del límite de confianza inferior. Se recurrió entonces investigar la posibilidad de relacionar k_1 con cada una de las variables por separado y se llegó a la conclusión de que la que mejor se ajusta es la de VSR.

Desprendiéndose de lo dicho anteriormente entonces para k_1 se puede ver que la regresión arroja el siguiente gráfico:



Cuadro 4. Valores de las constantes luego de la aplicación de la regresión.

Se concluye que para suelos con VSR entre 0 y 10% se establece la siguiente correlación:

$$k1 = 49,699 * VSR + 31,634; \text{ para } 0 < VSR < 10$$

$$k1 = \text{Cte}; \text{ para } VSR > 10$$

$$R^2 = 0,87$$

Estimación de k2

Analizando los resultados de k2, con el software Statgraphics 5.1 se obtuvo la matriz de correlación de los estimadores de los coeficientes:

	CONSTANTE	DSMAX	HOPT	IG	LL	VSR
CONSTANTE	1	-0,9937	-0,481	0,3191	-0,4172	-0,5597
DSMAX	-0,9937	1	0,5454	-0,2284	0,3298	0,6052
HOPT	-0,481	0,5454	1	0,6358	-0,5719	0,5451
IG	0,3191	-0,2284	0,6358	1	-0,989	0,2801
LL	-0,4172	0,3298	-0,5719	-0,989	1	-0,1532
VSR	-0,5597	0,6052	0,5451	0,2801	-0,1532	1

Cuadro 5. Matriz de correlación de los estimadores de los coeficientes.

La tabla muestra las correlaciones estimadas entre los coeficientes en el modelo ajustado. Estas correlaciones pueden utilizarse para detectar la presencia de una seria multicolinealidad. Dejando de lado el término constante, se elimina la variable que contenga la mayor cantidad de valores superiores a 0.5 en valor absoluto. Se descartó entonces la humedad óptima y se realizó la regresión múltiple. Se analiza así el p-valor del estadístico t, que indica el nivel de significatividad (es el área a la derecha del valor F)

Parámetro	P-Valor
CONSTANTE	0,6867
DSMAX	0,5937
IG	0,4853
LL	0,8242
VSR	0,637

Cuadro 6. P-valor del estadístico t de las variables independientes

Para simplificar el modelo, se tuvo en cuenta el p-valor más alto, ya que al ser superior o igual a 0,10, no es estadísticamente significativo para un nivel de confianza del 90% o superior. Por lo tanto, se eliminó el LL para realizar nuevamente el mismo procedimiento. Siguiendo de la misma manera, se concluyó que las variables más significativas para esta constante fueron la DSMAX y el IG:

Parámetro	P-Valor
CONSTANTE	0,0178
DSMAX	0,0291
IG	0,0018

Cuadro 7. P-valor del estadístico t de las variables independientes

Teniendo en cuenta que el p-valor más alto en las variables independientes es 0,0291, perteneciente a DSMAX, y a su vez inferior a 0.05, es estadísticamente significativo para un nivel de confianza del 95%. Por lo tanto, no es necesario quitar ninguna variable más al modelo, arrojando así la siguiente expresión del modelo ajustado:

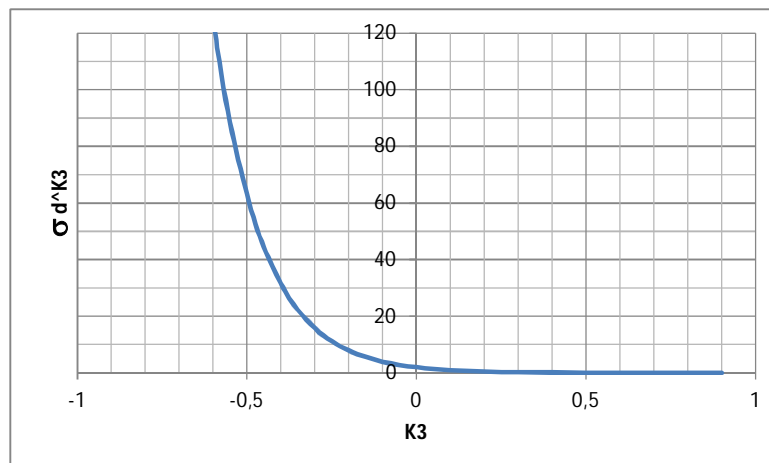
$$k2 = 1,98631 - 1,14393*DSMAX - 0,0110808*IG$$

$$R^2 = 0,94$$

Estimación de k3

Para la estimación de la variable k3 se realizó un procedimiento análogo al realizado en k1 y k2. Pero sin llegar, en este caso, con los datos disponibles al momento, a encontrar una ecuación que estime la variable con el grado de significación adecuado. Quedando pendiente dicha tarea para futuras investigaciones.

Además si analizamos la incidencia de la variable k3 en la estimación del Mr, entendiendo que dicha variable oscila entre, como valores extremos de 1 y -1, y que además el tensor desviador es siempre menor a la unidad, podemos ver que dicha variable es extremadamente sensible al modelo por lo que se debe estudiar en detalle.



Cuadro 7. análisis numérico de la variación de σd^{k3} vs k3.

6- Conclusiones

Del estudio estadístico de los resultados, se desprende que se obtuvo una confiable y simple correlación para las variables k1 y k2.

No fue así para la variable k3, por lo que se pretende continuar en esta línea de investigación para lograr una estimación adecuada de dicha variable.

7- 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)

"CONTROL DE MEZCLAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS, MEDIANTE EL CÁLCULO DEL FACTOR DE CALIDAD"

Becarios: Darío Asuaje y Paola Soledad Cedrik ⁽¹⁾
Director: Mg. Ing. Luis A. Ricci ⁽²⁾

Proyecto de I+D+i de pertenencia:

"Correlación entre Módulos Dinámicos y deformaciones plásticas permanentes en mezclas asfálticas densas" Código: MAIFILP0002089TC

1. Resumen

En el presente trabajo se abordará el tema relacionado al control de calidad de mezclas asfálticas previamente compactadas. Con este objetivo se utiliza como parámetro el Factor de Calidad, ejecutando para tal fin el ensayo de tracción indirecta, por ser esta, una valoración de sencilla aplicación.

Dicho factor busca aportar un valor agregado al control de la mezcla asfáltica ya colocada, evaluando mecánicamente a la misma y no sólo su compactación, lo que puede evidenciar un defecto en la estructura del pavimento, debido a una falla en la etapa de colocación de la mezcla, tanto por su temperatura como por su energía de compactación.

2. Abstract

The present study addressed the topic related to the quality control of previously compacted asphalt mixtures. This objective is used as parameter the quality Factor, running the indirect, being this, an assessment of simple application tensile test for that purpose. This factor aims to provide an added value to the control of the asphalt mixture already placed, mechanically evaluating it and not only its compactness, which can reveal a defect in the structure of the pavement, due to a failure in the placement of the mixing stage, both its temperature and its compaction energy.

3. Fundamentos

En el presente trabajo, se busca aumentar el control de los parámetros mínimos que debe cumplir una mezcla asfáltica ya colocada. Es adecuado comenzar por la definición de calidad, la Organización Internacional de Normalización (ISO), define a la calidad como "la totalidad de las características de un producto, proceso o servicio que le confiere la aptitud para satisfacer las necesidades expresas o implícitas de los usuarios".

En consecuencia con las características que debe tener un producto, proceso o servicio existen controles que se le aplican a los mismos para certificar su calidad, con el fin último de que el producto final sea apto para su utilización y que cumpla con las exigencias del cliente.

En el ámbito de la construcción, a diferencias de otras industrias, existen características propias que tornan complejo llevar a cabo teorías modernas

(1) Becarios de investigación del LEMaC, Centro de Investigaciones Viales

(2) Director de Beca

de control calidad. Pudiéndose hacer especial distinción a la rama de las vías de comunicación por sus particularidades. En esta, cada obra es singular, tanto en su desarrollo como en sus características y es por esto que requiere que se realice una adaptación específica de los controles.

La propuesta de este trabajo surge de la interpretación de la tesis doctoral realizada por la Dr. Adriana Martínez Reguero, la que parte de la búsqueda de una metodología de control de calidad de mezclas asfálticas que cubra ciertos aspectos no tenidos en cuenta, hasta el momento en los ensayos tradicionales, y que puede afectar el comportamiento del pavimento asfáltico.

En nuestra región el control de calidad de las mezclas asfálticas se realiza sobre el material que sale de la planta o en el momento previo al extendido de la misma, pero no se suele evaluar el producto compactado. Dejando sin considerar eventos producidos durante el proceso de transporte y colocación (como la segregación del agregado grueso, entre otros fenómenos) que pueden provocar defectos en el pavimento terminado.

En los casos en los cuales se realizan controles sobre el producto colocado, los mismos se reducen a la verificación de su espesor y compacidad, comparando las densidades del testigo extraído con los mismos valores del Marshall patrón realizado con el material de la planta compactado según el método Marshall. Dejando sin considerar posibles defectos mecánicos como pueden ser la baja cohesión, poca flexibilidad o la disminución del módulo de dicha mezcla.

En línea con lo expresado sobre la poca correlación, que tienen los ensayos empleados generalmente sobre las mezclas asfálticas, con las propiedades que se buscan evaluar para conocer el comportamiento real de la misma. La propuesta de realizar el ensayo de tracción indirecta está fundamentada en que este ensayo reproduce el estado de tensiones que se genera en la fibra inferior del pavimento asfáltico, zona más crítica del estado tensional del firme debido a los esfuerzos de tracción.

3.1 Ensayo de Tracción Indirecta

El ensayo de Tracción Indirecta (TI) consiste en aplicarle a la probeta (respetando las dimensiones de la metodología Marshall) colocada de manera horizontal, una sollicitación lineal en sus extremos de contacto como se puede observar en la Figura 1.

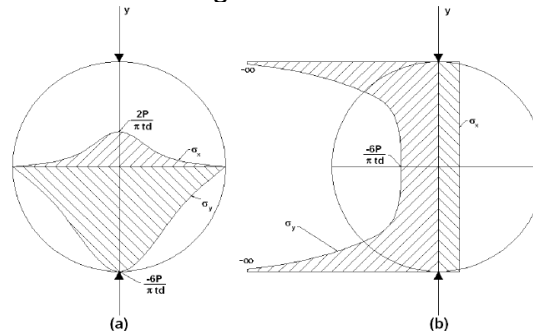


Figura 1. Estado tensional interior en la probeta

Generando un esquema de sollicitaciones según la Figura 2, donde se puede observar los esfuerzos de compresión en los extremos del plano

perpendicular a la probeta y los esfuerzos de tracción a medida que se va acercando a la zona media de la misma.

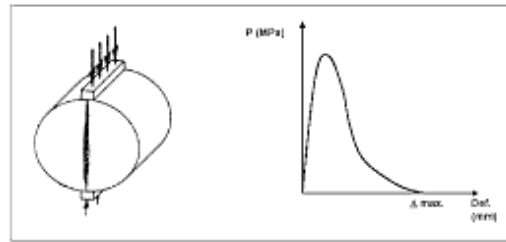


Figura 2. Esquema de ensayo

Cabe destacar que el parámetro más relevante a tener en cuenta es la tensión máxima de rotura de la probeta, pudiéndose tomar lectura de la deformación transversal de la misma, a fin de conocer la relación tensión-deformación.

Dicho ensayo es de fácil aplicación, esto valoriza el método de Factor de Calidad, dado que disponiendo del instrumental utilizado para la metodología Marshall más las mordazas requeridas para el ensayo de tracción indirecta es suficiente para la determinación de dicho factor.

Este ensayo sirve para establecer la resistencia media de probetas (R_p) y la resistencia media de testigos (R_t), para con ello finalmente poder calcular el Factor de Calidad de la mezcla, mediante la siguiente expresión:

$$\text{Factor de Calidad} = [R_p - (100 - \%C) \cdot b] - R_t$$

En esta expresión también interviene el porcentaje de compactación exigido en obra ($\%C$) y la pendiente de la correlación obtenida para los testigos entre la resistencia y la compactación (b).

4. Desarrollo experimental

El plan de trabajo consistió en determinar el Factor de Calidad de las diferentes mezclas a utilizar (CAC D-20 empleando cemento asfáltico CA-30 con filler granítico y con filler Cal), a distintas temperaturas y energías de compactación, para así comparar el rendimiento de ambas mezclas a fin de establecer cuál presenta mejores prestaciones. Para dicha determinación se eligió el moldeo de probetas utilizadas para el ensayo de Wheel Tracking Test cuyas dimensiones de molde son de (30 cm x 30 cm x 5 cm). Posteriormente calar testigos cilíndricos de dichas probetas. Para el mencionado moldeo se utilizó el equipo Roller Compact (Figura 3), que simula la compactación en obra mediante el amasado realizado por un péndulo. Se plantea realizar una comparación, mediante la variación de la energía de compactación, de las densidades de los testigos, buscando que estas sean similares; con el objetivo de evidenciar el cambio en su estructura (determinado por la resistencia a tracción indirecta).



Figura 3. Equipo de compactación

4.1 Plan de trabajo

- Moldeo de 6 probetas Marshall de referencia, a temperatura y energía de compactación óptimas (3 con Filler Granítico y 3 con Filler Cal), para obtener las resistencias a tracción indirecta y densidades patrón.
- Mediante la variación de la energía de compactación se busca que las densidades, a pesar de la diferencia de temperaturas, sean lo más parecidas posible.
- Moldeo de:
 - 2 probetas WTT con F. G a temperatura óptima
 - 2 probetas WTT con F. G a +20°C
 - 2 probetas WTT con F. G a -20°C
 - 2 probetas WTT con F. Cal a temperatura óptima
 - 2 probetas WTT con F. Cal a +20°C
 - 2 probetas WTT con F. Cal a -20°C

TOTAL = 12 PROBETAS WTT (30cm. x 30cm. x 5cm.)

- Extracción 4 testigos por probeta, de cada testigo se obtienen 4 coeficientes de compactación y 4 resistencias a T.I.

5. Análisis de Resultados

En este período de estudio de la temática desarrollada, no se ha llegado a concluir la etapa experimental para obtener los resultados a analizar. Queda para la continuación del trabajo, la conclusión de la etapa de moldeo y la finalización de las tareas explicadas en los incisos anteriores.

6. Conclusiones

- En este primer año de tesis se pudo comprender teóricamente los conceptos de Factor de Calidad e iniciar su implementación.

- Se ha logrado instrumentar la compactación de probetas WTT mediante el nuevo equipamiento Roller Compact del LEMaC.
- Se avanzó en el moldeo de las probetas correspondientes a la mezcla con Filler Cal a 120°, 140° y 160° C. Las cuales quedaron a resguardo para la extracción de testigos y posteriores determinaciones de T.I.
- Como sugerencias se propone seguir con el plan de moldeo propuesto para poder arribar a conclusiones.

7. Bibliografía

- MARTÍNEZ, A. H. (2000) “Aseguramiento de la calidad de mezclas bituminosas mediante la aplicación del ensayo de tracción indirecta en el control de su ejecución”. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA, ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS CANALS Y PORTS DE BARCELONA. España.

“ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA Y SU EJECUCIÓN SOBRE GEOTEXILES NO TEJIDOS EN LA DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE COLMATACIÓN CON SUELOS COHESIVOS DE ALTA PLASTICIDAD”

Becario: Marcos Mastropietro (1)

Director: Ing. Enrique Fensel (2)

Proyecto de I+D+i de pertenencia: “Sistema dinámico de valoración para el control de fisuración refleja usando Geosintéticos como S.A.M.I. en la rehabilitación de pavimentos”. Código Universidad: UTI1617; Incentivos 25/I054

1. Resumen

El presente trabajo estudia el comportamiento de distintos tipos de geotextiles no tejidos para su uso como filtro en suelos cohesivos plásticos dado que éste es el característico de la zona (asimilando a la Norma UNE EN ISO 12956/10 que determina la medida de abertura característica de los geotextiles no tejidos por vía húmeda). Para dicho estudio se procedió a la implementación de la metodología que determina el potencial de colmatación de los mismos. Se describirán los distintos tipos de geotextiles usados así como los resultados de los ensayos a los que se vieron sometidos.

2. Fundamentos

Para estudiar el comportamiento de estos geotextiles primero debemos mencionarlos e indicar como funcionan como filtro y estudiar el proceso de colmatación de los mismos.

- 1- GTX NT RT10
- 2- GTX NT 150-1
- 3- GTX NT 400
- 4- GTX NT 150-2
- 5- GTX NT 300

En los ensayos hechos en laboratorio se estudia como el fluido atraviesa la superficie del geotextil y a continuación como se produce el proceso de colmatación del mismo. Dichas determinaciones se realizan en las 5 muestras mencionadas anteriormente sobre 5 especímenes de cada una. Recordamos lo que es el criterio de colmatación: ocurre cuando partículas finas de suelo penetran dentro del geotextil, bloqueando sus canales de poros o cuando se depositan del lado aguas arriba del geotextil, reduciendo significativamente el paso del fluido a través de él (es decir reduciendo la permeabilidad). De ello se deduce que el GTX debe tener un mínimo de vacíos que permita la permeabilidad. (fig.1)

Conociendo esto, se refleja el porcentaje de suelo que pasa con su curva granulométrica y así determinar la apertura con que filtra el GTX NT.

- (1) Becario del Área MAyOC, LEMaC: Centro de Investigaciones Viales. Dpto. Ingeniería Civil.
- (2) Responsable del Área

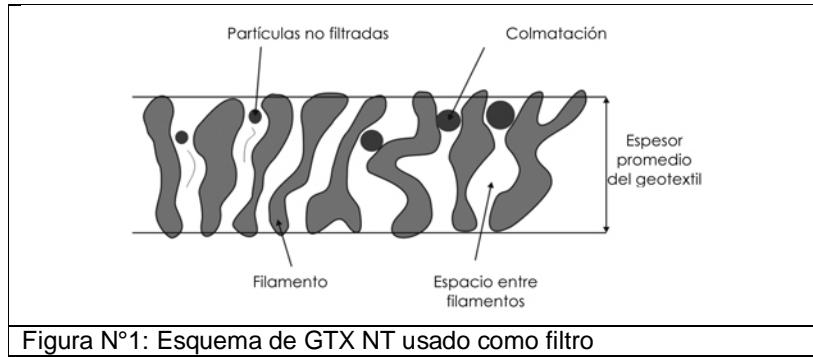


Figura N°1: Esquema de GTX NT usado como filtro

3. Desarrollo Experimental

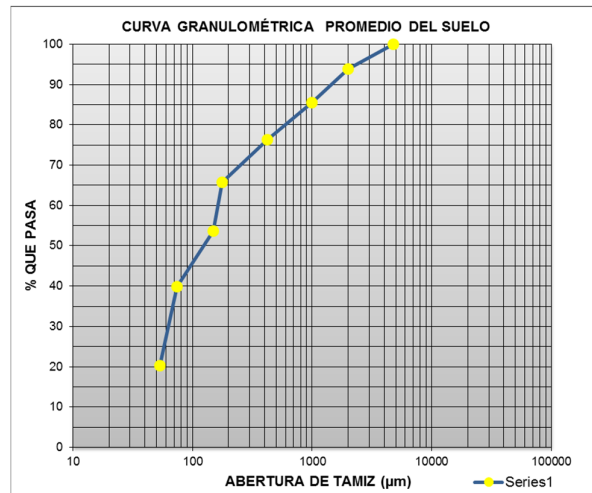
Se toma una muestra del GTX NT, se la satura en agua y se la coloca sobre la tamizadora. Luego sobre el geotextil se pone una muestra de suelo equivalente a 7 kg/m^2 de suelo seco, se procede a la apertura del agua conectada al rociador apropiado y se comienza el vibrado hasta el tiempo determinado según el GTX NT. Una vez finalizado el ensayo se coloca el geotextil con suelo retenido en la estufa de 100°C durante 24h hasta asegurar peso constante, y así determinar el % que pasa. Esto se vuelve a repetir para los 5 especímenes de cada muestra de GTX NT y se toma el promedio.

Estos resultados se los compara con la curva granulométrica del suelo y se obtiene un valor del "Diámetro aparente de oclusión (DAO)".

3.1. Suelo utilizado

Para esta experiencia se toma una muestra de suelo, se rotura y se toma la fracción fina, tamizándola por el Tamiz N°4. Lo que pasa se coloca en estado aireado en condiciones de laboratorio hasta lograr un estado visual aparentemente seco. Se toman fracciones de entre 300 y 500 gr., se las coloca en recipientes con agua durante 24hs hasta asegurar una completa saturación y se realiza la granulometría vía húmeda para cada tamiz elegido. La serie de tamices depende de la Apertura Aparente de Poros que informa el fabricante. En esta ocasión se tomó la siguiente serie ASTM de diámetro $\varnothing = 8''$:

Granulometría vía húmeda		
Tamiz N°	Apertura de malla μm	Pasa Tamiz (%)
4	4760	100,0
10	2000	93,8
18	1000	85,6
40	420	76,4
80	177	65,8
100	149	53,7
200	74	39,9
270	53	20,3



4. Resultados obtenidos

A continuación damos a conocer el tiempo que tardan en pasar 2000 ml de agua para cada GTX.

GTX NT	RT 10	150-1	400	150-2	300
Tiempo (min:seg)	10:32	15:26	13:10	11:59	15:50

En la figura N° 2.1 se observa el GTX NT con suelo listo para ensayar, en la figura N° 2.2 la maquinaria utilizada en el ensayo (tamizadora y recipiente para el agua) y en la figura N° 2.3 el suelo retenido por el GTX NT una vez finalizado el ensayo.

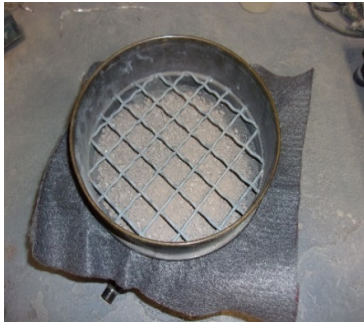


Figura N° 2.1



Figura N° 2.2

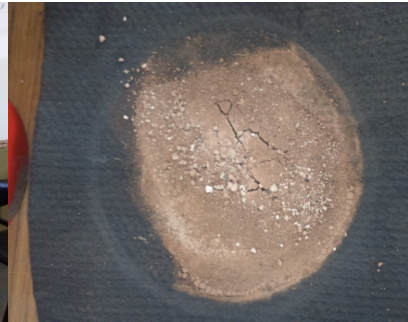
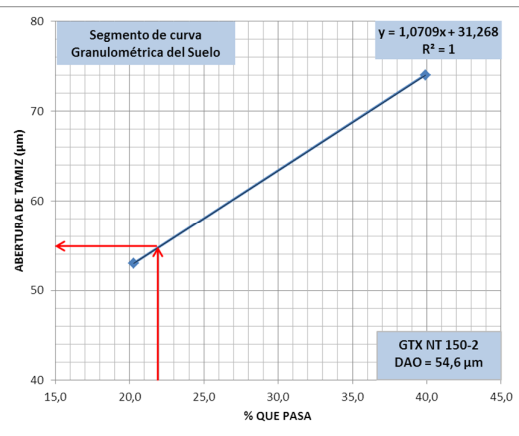
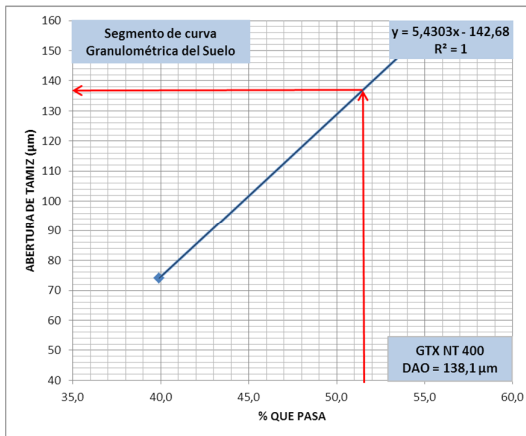
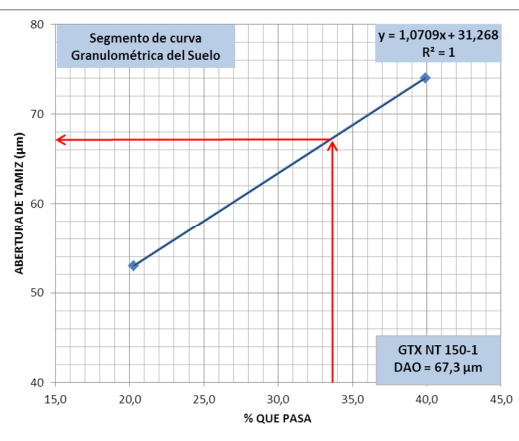
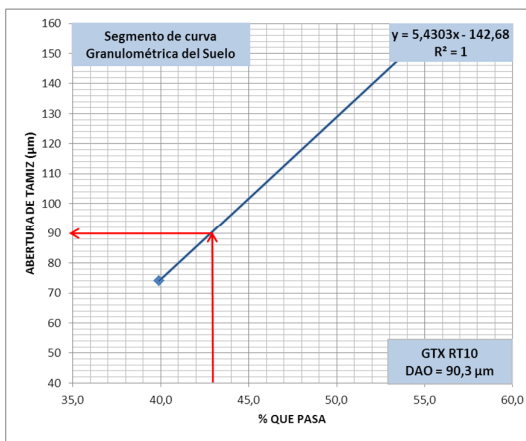


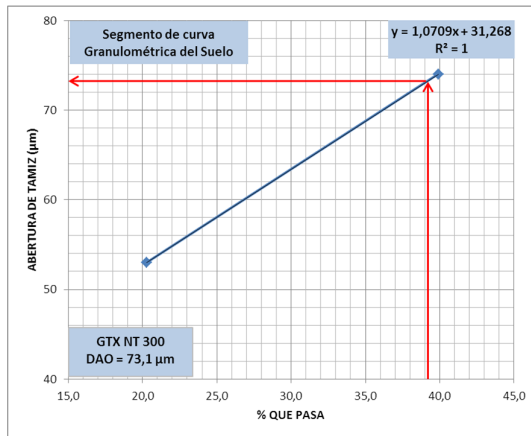
Figura N° 2.3

Una vez finalizado los ensayos con muestras de cada GTX NT las determinaciones obtenidas se colocan en una tabla donde se puede correlacionar los valores con la curva granulométrica del suelo y así poder determinar el "DAO" (Diámetro Aparente de Oclusión).

GTX NT RT10						Tiempo: 11:05
Determinación N°	1°	2°	3°	4°	5°	
Peso gtx	16,51	19,87	16,57	17,60	20,13	
Peso suelo colocado	256,00	243,50	243,50	256,00	243,50	
Peso suelo seco colocado	227,15	227,57	227,57	227,15	227,57	
Tamizado= gtx+suelo s.	150,00	161,04	139,47	155,90	133,74	Promedio
Suelo que pasa %	41,2	38,0	46,0	39,1	50,1	42,9
GTX NT 150 (1)						Tiempo: 15:26
Determinación N°	1°	2°	3°	4°	5°	
Peso gtx	10,57	13,06	16,20	15,03	14,82	
Peso suelo colocado	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	
Peso suelo seco colocado	221,83	221,83	221,83	221,83	221,83	
Tamizado= gtx+suelo s.	186,80	165,00	142,00	158,60	171,20	Promedio
Suelo que pasa %	20,6	31,5	43,3	35,3	29,5	33,6
GTX NT 400						Tiempo: 13:10
Determinación N°	1°	2°	3°	4°	5°	
Peso gtx	32,80	30,10	28,39	30,40	31,15	
Peso suelo colocado	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	
Peso suelo seco colocado	227,17	227,17	227,17	227,17	227,17	
Tamizado= gtx+suelo s.	157,60	129,75	136,60	139,80	139,80	Promedio
Suelo que pasa %	45,1	56,1	52,4	51,8	52,2	51,7
GTX NT 150-2						Tiempo: 11:59

Determinación N°	1°	2°	3°	4°	5°	
Peso gtx	6,80	7,20	6,90	8,10	6,92	
Peso suelo colocado	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	
Peso suelo seco colocado	227,17	227,17	227,17	227,17	227,17	
Tamizado= gtx+suelo s.	182,51	186,60	179,90	189,70	185,20	Promedio
Suelo que pasa %	22,7	21,0	23,8	20,1	21,5	21,8
GTX NT 300						Tiempo: 15:50
Determinación N°	1°	2°	3°	4°	5°	
Peso gtx	23,30	15,20	17,00	17,80	17,10	
Peso suelo colocado	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	
Peso suelo seco colocado	227,17	227,17	227,17	227,17	227,17	
Tamizado= gtx+suelo s.	146,20	137,70	148,90	198,40	150,70	Promedio
Suelo que pasa %	45,9	46,1	41,9	20,5	41,2	39,1





5. Conclusiones

El objeto de esta tesis fue implementar la metodología desarrollada el año pasado en los distintos tipos de geotextiles no tejidos del mercado, tal como hemos detallado anteriormente, para determinar el DAO, es decir el diámetro aparente de poros y de esa forma tener una idea del potencial de colmatación de cada uno de los GTX, todo esto utilizando un suelo de alta plasticidad.

Con los ensayos realizados en el LEMaC y gracias a la metodología obtuvimos resultados de una manera muy sencilla y sin problema sea cual fuere el GTX NT para saber el DAO.

Si bien es necesario la realización de más ensayos para estudiar la repetitividad de los resultados se puede concluir que la metodología es una buena herramienta para evaluar la interacción suelo-GTX y predecir su comportamiento en servicio desde el punto de vista de lo evaluado.

6. Bibliografía

- Norma Argentina IRAM 78006 (2007) "Determinación de la abertura de filtración (tamaño aparente de poros), de geotextiles"
- Norma española UNE-ISO 12956 (1999) "Geotextil y productos relacionados con geotextiles. Determinación de la medida de abertura característica"
- Norma Argentina IRAM 78020 (2005) "Determinación potencial de colmatación del sistema geotextil-suelo, en función de la relación del gradiente"
- Manual Geosoft PAVCO, Geo Sistemas PAVCO. "Criterio de colmatación" (Capítulo 9 sistemas de sub drenajes para vías con geotextil, y material granular)

“COMPORTAMIENTO DE UN PAQUETE ESTRUCTURAL CON GEOSINTÉTICO, UTILIZANDO EL LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER (LWD)”

Becario: Tidoni Diaz Juan Francisco ⁽¹⁾

Director: Ing. Delbono Luis ⁽²⁾

La presente tesis se enmarca dentro del P+I+D+i: “Sistema dinámico de valoración para el control de fisuración refleja usando geosintéticos como S.A.M.I. en la rehabilitación de pavimentos”; Código Universidad: UTI1617; Resolución del Consejo Directivo FRLP N° 164/11; Disposición SCTyP de Rectorado N° 288/11; Incentivos 25/1054.

1. Resumen

Algunos materiales geosintéticos se colocan entre capas de un camino no pavimentado con el objeto de mejorar ciertas propiedades del mismo.

Se piensa que un material geosintético, como puede ser un geotextil no tejido o una geogrilla de ciertas características y propiedades, ayuda a incrementar la respuesta del paquete estructural, por lo cual se realiza un tramo de prueba in situ con distintos espesores de capas sobre el material geosintético. Se diseña un paquete con y sin la incorporación de dos tipos de materiales geosintéticos y se analiza la respuesta del mismo mediante el equipo deflectómetro de impacto ligero (LWD).

Se encuentra en los resultados alcanzados una mejora en la respuesta del paquete al incorporar un material geosintético.

2. Abstract

Some geosynthetics are placed between layers of an unpaved road in order to improve certain properties.

It is thought that a geosynthetic material such as a nonwoven geotextile or geogrilla certain characteristics and properties, helps increase the response of the structural package, whereby a stretch-site test is performed with different layer thicknesses on the geosynthetic material. A packet is designed with and without the addition of two types of geosynthetics and the response thereof is analyzed by the team Deflectometer Light Weight (LWD).

The treatments achieved improved package response by incorporating a geosynthetic material.

3. Fundamentos

Se plantea determinar el módulo efectivo (E_p) de la capa de subbase y base, para la determinación del número estructural efectivo (S_{Nef}), y del módulo resiliente (M_r) de la subrasante, lo que permite estimar el número estructural requerido (S_N). Por diferencia entre ambos números estructurales se establece si existe una mejora al introducir un material geosintético.

Uno de los instrumentos que permiten la obtención de los módulos resilientes en campo, sobre una traza existente, son los deflectómetros de impacto. Un deflectómetro de impacto es un equipo que mide las deformaciones verticales (cuenco de deflexiones) generadas por una carga de impacto aplicada sobre la

(1) Becario de investigación del Centro LEMaC. Depto de Ingeniería Civil.

(2) Director de Beca en el proyecto

superficie de un pavimento. Este equipo es capaz de aplicar una carga que modela, en forma adecuada, la magnitud y características dinámicas de las cargas que imponen los vehículos sobre los pavimentos y mide la respuesta de éstos en forma bastante precisa.

El trabajo analiza el mecanismo resistente tanto de una geogrilla como de un geotextil no tejido cuando se lo utiliza entre capas de suelo. Para ello se adoptó el ensayo LWD (Light Weight Deflectometer) que el LEMaC posee, Figura 1. Mediante el equipo se registra la deflexión d_0 (mm) y el módulo de campo M_r (MPa).



Figura 1. Equipo LWD utilizado y ejecución de ensayo

Para el desarrollo del trabajo se utilizan dos tipos de materiales geosintéticos; el uso de un geotextil no tejido que tiene como función Separar, Drenar, Reforzar y dejar Filtrar el agua entre las capas.

Otro de los materiales utilizados es una geogrilla la cual tiene los siguientes beneficios:

- Reducción del espesor del relleno
- Separación entre agregados y suelo
- Aumento de la capacidad soporte del suelos de baja resistencia
- Incremento de tiempo de vida del camino
- Reducción del mantenimiento periódico, entre otros.

4. Desarrollo experimental

Se ejecutó una pista experimental, la cual se acondicionó de forma tal de generar tres niveles diferentes de espesor de capa de suelo (0,10m, 0,15m y 0,20m) por sobre el nivel de la subbase en el tramo de referencia y sobre los materiales geosintéticos.

4.1 Primera Etapa

Apertura de caja: mediante retroexcavadora se realizó una apertura de 15 metros de longitud, por 2 metros de ancho y 0,40 metros de profundidad. Luego se rellenó con material seleccionado unos 0,20 metros (subbase).

Ensayos sobre Subrasante y Subbase: se realizó el ensayo LWD sobre la subrasante y la subbase con diferente carga obteniéndose los resultados presentados en la Tabla 1.

Tabla 1. Resultados de LWD sobre la subrasante y subbase

LWD	Mr (MPa)	d0 (mm)
Subrasante		
Peso de 10 Kg	5,1	4,4
Peso de 15 Kg	5,8	5,8
Subbase		
Peso de 10 Kg	6,7	3,3
Peso de 15 Kg	7,0	3,2

Se determinó la densidad mediante densímetro nuclear, obteniéndose una humedad del 41,4 % y una densidad seca máxima de 1,273 gr/cm³

4.2 Segunda Etapa

Luego de ejecutar los ensayos sobre la subrasante se procedió a colocar los geosintéticos de 1,5x1,5 metros sobre la subbase, dejando un sector sin colocar ningún material para tomarlo como referencia. En este tiempo se pudo realizar la compactación de 10 cm de espesor (base) mediante compactador manual y se realizó el ensayo LWD, Tabla 2.

Tabla 2. Resultados de LWD sobre la base

LWD	Mr (MPa)	d0 (mm)
Sin geosintético		
Peso de 10 Kg	5,9	3,7
Peso de 15 Kg	7,3	4,5
Con geotextil no tejido		
Peso de 10 Kg	7,9	2,8
Peso de 15 Kg	9,0	3,7
Con geogrilla		
Peso de 10 Kg	7,8	2,8
Peso de 15 Kg	9,6	3,4

Se determinó la densidad mediante densímetro nuclear, obteniéndose una humedad del 39,2 % y una densidad seca máxima de 1,287 gr/cm³ sobre la capa de 10 cm donde no se colocó geosintético, y una humedad del 32,4% para una densidad seca máxima de 1,327 gr/cm³ donde se colocó geosintético.

Luego de los ensayos en campo se realizaron los siguientes cálculos en gabinete:

Paso 1: Se corrigieron las lecturas obtenidas con LWD a las obtenibles con un deflectómetro de impacto de referencia (FWD), utilizando las siguientes expresiones en función de la masa utilizada.

$$Mr_{calc} = A.Mr_{LWD}$$

$$d_{0_{calc}} = B.d_{0_{LWD}}$$

A;B = Coeficientes de correlación (en nuestros casos se tomo 1)

Paso 2: Se dio un valor en forma iterativa al módulo combinado de las distintas capas de la estructura del paquete estructural (Ep) hasta equilibrar con la deflexión del FWD (d_{0FWD}) mediante la siguiente ecuación.

$$d_{0_{FWD}} = 1,5 \cdot p \cdot a \left\{ \frac{1}{Mr_{FWD} \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a}\right)^3 \left(\frac{E_p}{Mr_{FWD}}\right)^2}} + \frac{\left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a}\right)^2}}\right]}{E_p} \right\}$$

Donde:

a = radio del plato de carga = 15 cm

p = presión del contacto del semieje de referencia (40 KN) = 1,13 MPa

Paso 3: Se efectuó el cálculo del SNef mediante la siguiente expresión.

$$SN_{ef} = 0,0024 \cdot D \cdot (E_p \cdot 1000)^{1/3}$$

Donde:

D = espesor total desde subrasante hasta superficie de pavimento (cm)

Ep = módulo combinado (MPa)

Los resultados obtenidos en gabinete se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Resultados obtenidos de la metodología de cálculo.

Capa	Peso (Kg)	Mr _{fwd} (MPa)	d _{0fwd} (mm)	Ep (MPa)	SNef	SN
Subrasante	10	5,1	4,4	-	-	-
	15	5,8	5,8	-	-	-
Base sin GST	10	5,9	3,7	8.09	0,64	-
	15	7,3	4,5	5.42	0,39	-
Base con GNT	10	7,9	2,8	12.95	0,94	0,24
	15	9	3,7	7.25	0,51	0,13
Base con GR	10	7,8	2,7	13.81	0,99	0,28
	15	9,6	3,4	8.28	0,58	0,19

5. Análisis y Conclusión de Resultados

En un primer análisis podemos comentar que al compactar las capas se observó que el compactador manual rebotaba mejor sobre la capa base donde se habían incorporado los materiales geosintéticos, dando la primera impresión de que resulta más beneficioso al no deformarse la subbase y subrasante y por consiguiente no requerir más material de relleno para lograr nivelar la superficie.

Algo similar se presentó en los ensayos realizados con el LWD donde al aplicar la primera carga, la pesa quedaba muerta sobre el plato de carga sobre la capa base sin geosintético, mientras que sobre la capa base donde había material geosintético esto no se manifestó.

Se logró mayor densidad seca (gr/cm^3) sobre los tramos en que se colocó geosintético, disminuyendo levemente la humedad del suelo.

Se observó comportamientos equivalentes en cuanto a la determinación del módulo de campo (M_r) como de las deflexiones (d_0), para las diferentes cargas, Tabla 3. En este sentido el módulo ha sido mayor y las deflexiones menor en los tramos con geosintético que en el tramo de referencia.

Podemos concluir que la incorporación de un material geosintético ayuda efectivamente a incrementar la respuesta de un paquete estructural de acuerdo a los resultados logrados en campo y correlacionados en gabinete, obteniéndose un valor estructural (SN) mayor para el caso de la geogrilla.

Queda como trabajo a futuro repetir los ensayos sobre la capa base de mayor espesor (0,15 y 0,20 metros) para evidenciar posibles cambios en la metodología de cálculo planteada.

6. Referencias

1. LEMaC. "Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC - Centro de Investigaciones Viales (edición 2016)", Editorial edUTecNe (ISBN 978-987-1896-51-6), Facultad Regional La Plata, Universidad Tecnológica Nacional, Argentina. 2016.
2. Julián Rivera, Natalia Alderete, Luciano Brizuela. Empleo del Light Weight Deflectometer para establecer el Número estructural efectivo en vías a ser pavimentadas. Revista Construyendo caminos. Año 3. Edición n°11. Perú, 2011.
3. Julián Rivera, Natalia Alderete, Martín Villanueva. Diseño de pavimentos urbanos por retro cálculo según guía AASHTO 93 mediante la utilización del deflectómetro liviano de impacto. Revista Universidad de Costa Rica, Infraestructura Vial ISSN Impreso: 1409-4045. 2010.
4. George, K. P., portable fwd (prima 100) for in situ subgrade evaluation, report fhwa/ms-dot-rd-06-179, University of Mississippi, E.E.U.U, 2006.

“UTILIZACIÓN DEL PÉNDULO DEL TRRL Y EL PARCHE DE ARENA EN LA DETERMINACIÓN DE ALGUNAS PROPIEDADES SUPERFICIALES EN PAVIMENTOS”

Becario: Nicolás Daniel Bié ⁽¹⁾
Director: Ing. Cecilia Judit Soengas ⁽²⁾

1. Resumen

El presente trabajo presenta la forma de medición mediante parche de arena y péndulo del TRRL (péndulo inglés) para la medición de las características de textura y el procedimiento de cálculo del Índice de Fricción Internacional (IFI).

2. Abstract

This paper presents the measurement form by patch of sand and TRRL pendulum for measuring characteristics of texture and calculation procedure for International Friction Index (IFI).

3. Fundamentos

Las características superficiales de los pavimentos afectan directamente a los usuarios de la vía ya que condicionan su seguridad, su comodidad y es una de los factores que pueden ser controlados en el diseño.

Macrotextura: Medida del espaciamiento entre partículas de agregado superficial. Depende de la composición de la mezcla de agregados y ligante, está definida por el espaciamiento entre las partículas de agregado superficial.

Microtextura: Es una medida que depende de la naturaleza mineralógica de los áridos, de su textura superficial, aspereza y resistencia al pulimento.

En la Ilustración 1 se pueden visualizar estas definiciones

Para la medición de estas magnitudes se utilizan frecuentemente el método del péndulo TRRL (conocido como péndulo inglés) para la microtextura y el parche de arena para la medición de la macrotextura según normas IRAM 1555 y 1850, respectivamente.

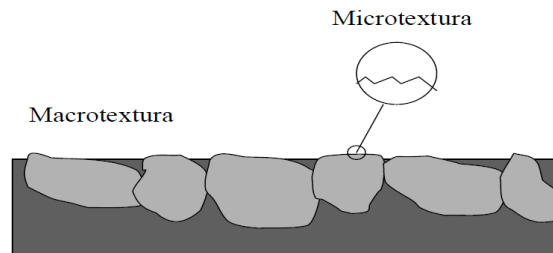


Ilustración 1 - Microtextura y Macrotextura en una superficie

4. Desarrollo

4.1. Ensayo del parche de arena

Este ensayo consiste en extender un volumen conocido de arena normalizada, sobre la superficie a medir, utilizando un disco de madera con mango especificado en la norma. La arena se extiende sobre la superficie formando un círculo lo más perfecto posible, sobre el que se toman, como mínimo, la longitud de dos diámetros (mayor y menor preferentemente) y se promedia, obteniéndose una medida (D). Por medio de la Ecuación 1, se calcula:

$$H = \frac{4 \text{ Vol. arena}}{\pi D^2}$$

Ecuación 1

Donde:

H es la medida de la profundidad media en la textura superficial. Ilustración N° 2

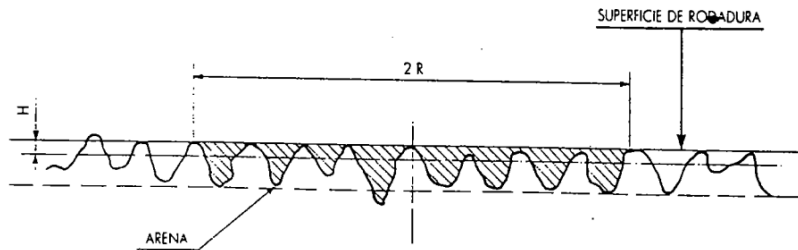


Ilustración 2 - Ensayo del círculo de arena

4.2. Ensayo del péndulo TRRL

La selección de los puntos de ensayo para obtener el coeficiente de resistencia al deslizamiento, deberá ser representativa y dependerá de la uniformidad de la superficie, ya sea sobre una probeta o in situ. En la ilustración 3 se puede ver el equipo.

Para la medición de cada punto, se debe ensayar sobre una superficie limpia. Se humedece la zapata con agua limpia y se moja la superficie del pavimento. Se mide 5 veces sobre cada punto de ensayo volviendo a mojar con agua a temperatura ambiente. Si las medidas de ensayo no difieren más de 3 unidades, se adopta el valor medio, de lo contrario se realizan mediciones hasta que tres consecutivas den la misma lectura, tomando ésta como valor efectivo. Debe medirse la temperatura ambiente en el punto de ensayo, colocando el termómetro en proximidad al punto y a la sombra. También debe anotarse la temperatura del agua. El valor del Coeficiente de resistencia al deslizamiento (CRD o BPN o SN) se obtiene a través de la Ecuación 2

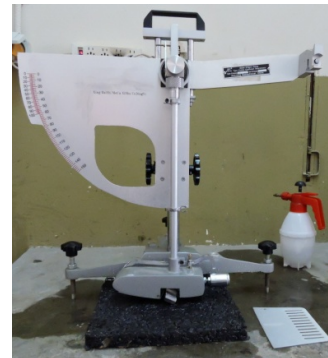


Ilustración 3 – Péndulo TRRL

$$SN = \frac{\text{Lectura efectiva}}{100} \quad (\text{Ec.2})$$

El valor CRD debe corregirse con un coeficiente que depende de la temperatura de acuerdo al Gráfico N° 1

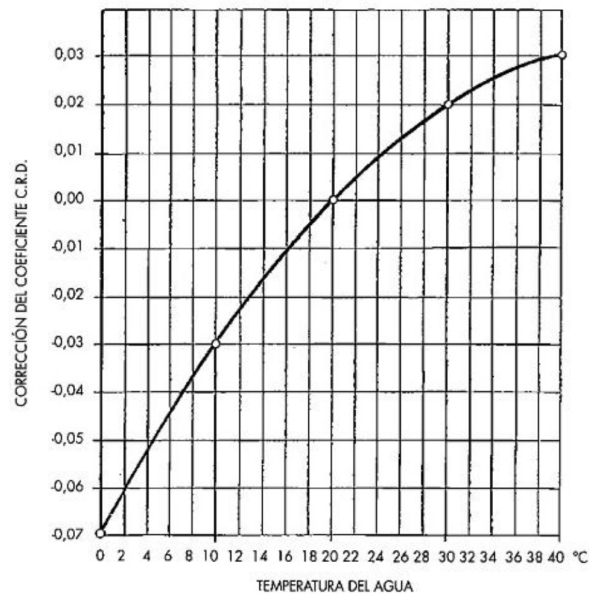


Gráfico 1 - Corrección del CRD en función de la temperatura de ensayo

4.3. Índice de Fricción Internacional (IFI)

Los métodos y sistemas usados a través del mundo para medición de textura y resistencia al deslizamiento varían significativamente, por esta razón el comité técnico en caracterización superficial de la Asociación Internacional Permanente de Congresos de Carreteras (PIARC) decidió en 1992 emprender un experimento internacional para comparar y armonizar mediciones de textura y resistencia al deslizamiento.

El índice de fricción internacional (IFI) está conformado por un par de valores (F_{60} , Sp) el primer valor representa la fricción y depende de la micro y macrotextura de la superficie y el segundo de la macrotextura.

La microtextura es la responsable de la fricción a velocidades bajo los 50 a 60 km/h, en tanto que la macrotextura es la que permite aumentar la adherencia al drenar el agua bajo el neumático cuando éste circula a velocidades superiores a 60 km/h.

4.3.1. *Determinación de la constante de velocidad (Sp)*. Para la determinación de Sp , se utiliza la Ecuación 3:

$$Sp = a + b (Tx) \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde Tx es el valor que depende de la macrotextura. En el caso de ser medido con el método del parche de arena, corresponde al valor de altura promedio del parche. Los valores a y b son factores de correlación para los distintos tipos de equipo utilizado.

4.3.2. *Determinación de la fricción de referencia (F_{60} - Fricción a 60 Km/h)*. Para esto, se utiliza la Ecuación 4:

$$F_{60} = A + B (FR_{60}) + C (Tx) \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde A , B y C son constantes que dependen del equipo utilizado. En el caso del péndulo de fricción, el valor C es 0, por lo que la expresión resultante es la Ecuación 5

$$F_{60} = A + B (FR_{60}) \quad \text{Ecuación 5}$$

El valor FR_{60} es una constante que debe ser determinada mediante la Ecuación 6

$$FR_{60} = FRS e^{\frac{(S-60)}{S_p}} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde S es una constante que depende del equipo utilizado, S_p es el valor antes calculado, y FRS es el valor de fricción determinado por el método. En el caso del péndulo de fricción, este valor es el CRD.

Conocidos los valores que conforman el IFI (F_{60} y S_p) puede calcularse la función de fricción vs deslizamiento a cualquier velocidad ($F(S)$), del pavimento evaluado, así como el diagrama fricción vs macrotextura. La función $F(S)$ se obtiene con la Ecuación 7:

$$F_{(S)} = F_{60} e^{\frac{(60-S)}{S_p}} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde S es la velocidad a la que quiere obtenerse la fricción.

5. Resultados

Se realizan mediciones correspondientes en una probeta de mezcla asfáltica utilizando asfalto AM-3 obteniéndose los resultados de la Tabla 1

Mediciones en probeta de AM3 con péndulo TRRL							
Temperatura	Mediciones					Promedio	Valor corregido
	1	2	3	4	5		
18	70	70	72	74	71	71,4	71

Tabla 1 - Tabla de mediciones de la resistencia al deslizamiento

Del ensayo de parche de arena se obtuvo un resultado promedio de 3 mediciones de 1,01mm. Según nuestros métodos, debemos utilizar las constantes que se muestran en la Tabla 2

Constantes Parche de Arena		Constantes Péndulo de Fricción			
a	b	A	B	C	S (Km/h)
-11,59	113,63	0,08	0,01	0,00	10,00

Tabla 2 - Constantes correspondientes a los métodos utilizados

Con estos valores tenemos los valores volcados en la Tabla 3

S_p	FR_{60}	F_{60}
103,176	43,731666	0,54636614

Tabla 3: Valores S_p , FR_{60} y F_{60} obtenidos con las ecuaciones 3, 4 y 5

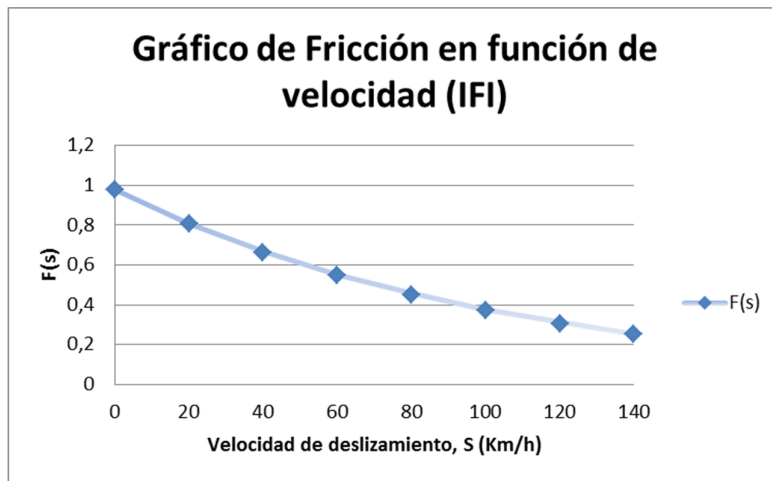


Ilustración 1 -
Gráfico de Fricción en función de velocidad de

deslizamiento

6. Conclusiones

Debido a la multiplicidad de métodos para evaluar la textura de un pavimento, la IFI se presenta como una herramienta matemática extremadamente útil para poder comparar los resultados obtenidos.

Además el modelo matemático permite predecir el comportamiento del pavimento a diferentes velocidades, siendo una herramienta ventajosa para comparar el comportamiento de diferentes pavimentos.

Se recomienda, para los instrumentos utilizados, la calibración anual del péndulo de fricción para mantener la fiabilidad de los resultados.

7. Bibliografía

- Norma IRAM 1850/97 “Agregados. Método de determinación de la profundidad de la macrotextura superficial de un pavimento mediante el círculo de arena”
- Norma 1555/98 “Agregados. Determinación del coeficiente de resistencia al deslizamiento con el péndulo TRRL”
- Norma NLT-335/87 “Medida de textura superficial de un pavimento por el método del círculo de arena”
- Norma NLT-175/98 “Coeficiente de resistencia al deslizamiento con el péndulo del TRRL”
- Corros M., Urbáez E., Corredor G. “Maestría en Vías Terrestres – Módulo III: Diseño de pavimentos I. Manual de Evaluación de pavimentos” Universidad Nacional de Ingeniería Facultad de Tecnología de la Construcción Programa de Capacitación Académica (2009),
- Valdés D, Anguas P., “Consideraciones para la aplicación del índice de fricción internacional en carreteras de México” (2002)
- Rocco V., Fuentes C., Valdeverde S., “Evaluación de la resistencia al deslizamiento en pavimentos chilenos”

“MICROAGLOMERADOS EN CALIENTE CON AM-3 Y ASFALTO CAUCHO. VALORACIÓN DE ALGUNOS PARÁMETROS SUPERFICIALES”

Becaria: Carolina Gerardi ⁽¹⁾
Directora: Ing. Cecilia J. Soengas ⁽²⁾

1. Resumen

La textura superficial de la capa de rodamiento de un pavimento influye directamente en las necesidades del usuario referidas a la seguridad (resistencia al deslizamiento), confort y economía.

El objetivo de la tesis es comparar la Curva Fricción – Deslizamiento de microaglomerados discontinuos en caliente compuesto por distintos tipos de ligantes, uno con asfalto modificado con polvo de caucho y otro de similar composición granulométrica pero con ligante asfáltico AM – 3.

Además se evalúa la modificación de la textura superficial de estas mezclas luego de ser sometidas al ensayo de simulación de tránsito WTT.

2. Fundamentos

2.1. Microaglomerados Discontinuos en Caliente (MAC)

Los MAC son mezclas asfálticas delgadas utilizadas como capa de rodamiento con el fin de mejorar las propiedades superficiales del pavimento. Están compuestas por cemento asfáltico modificado con polímeros y una combinación de áridos que conforman una curva granulométrica discontinua, relleno mineral y eventualmente aditivos. Estos microaglomerados, se pueden clasificar en función al tamaño máximo de los agregados que la componen y al espesor de la capa de rodamiento al que fueron proyectadas, como indica la Tabla N° 1:

TIPO DE MEZCLA		CARACTERÍSTICAS	
		T máx (mm)	Espesor de capa de rodamiento (mm)
Mac	M8	8	Entre 15 y 25
	M10	10	
	F8	8	Entre 20 y 25
	F10	10	Entre 25 y 35

Tabla N° 1 - Tipos de microaglomerados en caliente

2.2. Asfalto modificado con polvo de caucho

La modificación de un asfalto con polímeros se realiza con el objetivo de mejorar sus propiedades viscoelásticas, optimizando su performance. Un asfalto modificado con polvo de caucho proveniente de neumáticos fuera de uso (NFU), aparte de mejorar estas propiedades en el ligante, produce menor impacto sobre el medio ambiente. En algunos países la utilización del NFU es obligatorio por lo cual disminuye los costos de fabricación en relación con otros modificadores.

2.3. Parámetros funcionales de la mezcla

Las cualidades funcionales de un pavimento están relacionadas con el acabado superficial de la carpeta de rodamiento. La textura de la capa superficial está compuesta por:

(1) Becario de investigación del LEMaC, Centro de Investigaciones Viales. Dpto. Ing. Civil

(2) Director de Tesis de Investigación

- **Microtextura:** definida por las irregularidades presentes, con un tamaño menor a 0,5 mm. Está asociada a la propia textura de los agregados y al mortero bituminoso que compone la mezcla.
- **Macrotextura:** Está determinada por las irregularidades entre 0,5 y 50 mm, en función de la granulometría de la mezcla y el tamaño máximo de los agregados que la componen.

Tanto la microtextura como la macrotextura mejoran la adherencia entre el neumático y la calzada (resistencia al deslizamiento), las desventajas de una textura muy rugosa son el alto grado de desgaste de los neumáticos, el aumento en el consumo de combustible y el ruido de rodadura.

Los parámetros superficiales se pueden medir a través de diferentes métodos, tanto en campo como en laboratorio. Uno de los ensayos que determinan la macrotextura es el parche de arena, donde se mide la profundidad media del círculo realizado con una arena de granulometría específica. A través del péndulo TRRL podemos determinar la resistencia al deslizamiento producida por la pérdida de energía que sufre el equipo sobre la superficie de la capa. Indirectamente nos da idea de la microtextura.

Estas medidas permiten, a través de un modelo matemático, ser asociadas a una escala de referencia internacional que es el Índice de Fricción Internacional (IFI). Éste permite realizar una curva donde se puede estimar la fricción real del pavimento a diferentes velocidades de circulación.

2.4. Índice de Fricción Internacional (IFI)

El IFI es una curva que representa la función fricción – deslizamiento de un pavimento. Se expresa mediante dos números (F_{60} , S_p), el primero indica la fricción a 60 Km/h, es adimensional y tiene un rango entre 0 (deslizamiento perfecto) y 1 (máxima adherencia). El segundo (S_p) es una constante de velocidad función de la macrotextura y unas constantes determinadas según el método de medición de la misma.

2.5. Metodología de trabajo

La Comisión Permanente del Asfalto estipula que un Microaglomerado Discontinuo en Caliente debe utilizar como ligante un AM-3. En primera instancia se diseña un MAC F10 con AM-3 que cumpla con los parámetros Marshall propuestos en la especificación. Luego se diseña otro MAC F10 pero utilizando Asfalto Caucho como ligante, verificándose los mismo parámetros.

Se confeccionan cuatro probetas de 30x30x3 cm, dos utilizando como ligante asfalto AM – 3, y dos Asfalto Caucho fabricado en laboratorio siguiendo la metodología de la “Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC – edición 2016 – LEMaC-A01/06). Las probetas se compactan mediante el equipo Roller Compact verificándose la densidad de las mismas.

Sobre las probetas, se mide la macro y microtextura en dos oportunidades, una antes y otra después de someterlas al “Procedimiento acelerado de simulación de acción del tránsito sobre capas asfálticas mediante empleo de equipo Wheel Tracking Test” lo que genera una variación en las características superficiales de la probeta. Por último, se grafican las curvas Fricción - Deslizamiento de las distintas mezclas comparando la variación de la fricción luego de la simulación del tránsito. En la fotografía 1 se puede ver la metodología de trabajo.

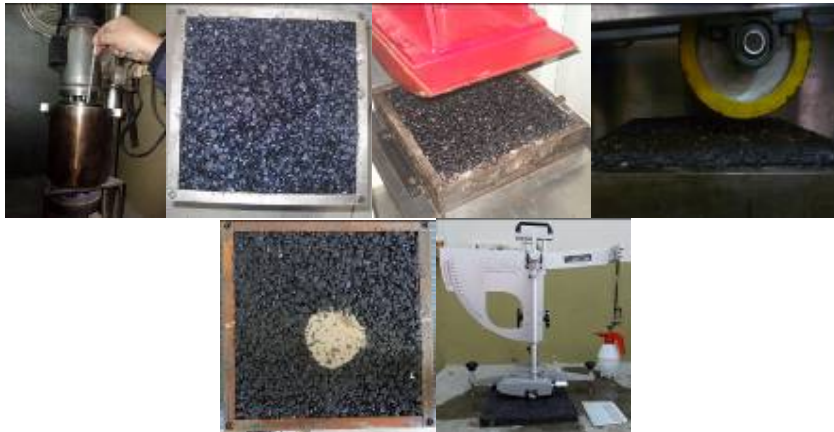


Foto 1 - Modificación de asfalto caucho. Confección y compactación de las probetas. Simulación de tránsito. Ensayo de Parche de Arena y Péndulo TRRL

3. Desarrollo experimental

Siguiendo el orden de la metodología propuesta se comenzó con el diseño del MAC F10. Las fracciones de áridos utilizadas fueron arena de trituración 0:3 y piedra partida granítica 6:12. Para lograr la discontinuidad en la curva, la fracción que pasa el tamiz de 4.75 mm y, es retenido en el Tamiz de 2.36 mm, fue inferior al 8 % del total del árido que conforman la curva. Esta condición la establece la Comisión Permanente del Asfalto. En el Gráfico N° 1 se ve la curva conformada.

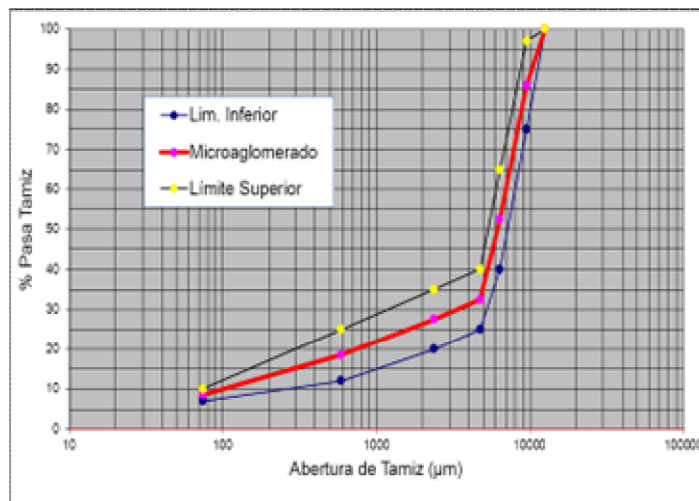


Gráfico N° 1 - Curva Granulométrica MAC F10

Los parámetros Marshall cumplieron con el 5.2 % de ligante en ambos tipos de mezclas, arrojando los resultados de la Tabla 2.

MEZCLA ASFÁLTICA	DENSIDAD MARSHALL	DENSIDAD RICE	VACÍOS	ESTABILIDAD	FLUENCIA
Con AM-3	2.383 (g/cm ³)	2.508 (g/cm ³)	5.0 (%)	1379 (kg)	4.9 (mm)
Con Asfalto Caucho	2.369 (g/cm ³)	2.518 (g/cm ³)	5.9 (%)	895 (kg)	3.3 (mm)

Tabla N° 2 - Valores volumétricos y mecánicos del ensayo Marshall

Sobre las probetas moldeadas y compactadas se analiza la textura mediante los ensayos de parche de arena y péndulo TRRL. En la tabla N° 3 se ven los resultados obtenidos antes y después de ser sometidas a la simulación de tránsito a través del WTT.

Mezcla MAC F10	PARCHE DE ARENA			PÉNDULO TRRL		
	Antes del WTT	Después del WTT	Disminución de la Macrotextura	Antes del WTT	Después del WTT	Disminución de la Microtextura
	H (mm)	H (mm)		C.R.D.	C.R.D.	
Con AM-3	1.012	0.787	0.225	0.717	0.600	0.118
Con Asfalto Caucho	0.800	0.753	0.047	0.858	0.626	0.232

Tabla N° 3 – Mediciones de Macrotextura y Microtextura

Calculo del IFI

En primer lugar, se determina la constante de velocidad Sp con la Ecuación 1.

$$S_p = a + b (Tx) \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

- a y b son constantes determinadas por el método de medición de la macrotextura. Para el parche de arena, las constantes tienen el siguiente valor:

$$a = - 11,60 \quad b = 113,63$$

- Tx es el valor de la macrotextura

La constante de fricción a 60 Km/h (FR₆₀) se determina por medio de la Ecuación 2

$$FR_{60} = FRS \times e^{((S-60)/Sp)} \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

- FR₆₀ es la fricción a 60 Km/h
- FRS: Medida de fricción tomada durante el ensayo
- S: velocidad del equipo utilizado para medir la fricción
- Sp: constante de velocidad calculada en la expresión anterior

Con estos valores es posible determinar el segundo parámetro que define el IFI, mediante la Ecuación 3:

$$F_{60} = A + B (FR_{60}) + C (Tx) \quad \text{Ecuación 3}$$

Dónde:

- F₆₀: Fricción a 60 Km/h
- A, B y C son constantes correspondientes al equipo utilizado para determinar la fricción. Las constantes del péndulo de fricción TRRL son:

$$A = 0,07784 \quad B = 0,00709 \quad C = 0$$

- Tx: medida de la macrotextura

En la Tabla N° 4 está el resumen de los valores calculados del IFI.

PROBETA	ENSAYO	MEDICIONES		SP (KM/H)	FR ₆₀	F ₆₀	IFI = (F ₆₀ , SP)
		TX	FRS				
Con AM-3	Antes	1.012	72	103.40	44.39	0.39	(0.39; 103)
	Después	0.787	60	77.83	31.56	0.30	(0.30; 77.84)
Con Asfalto Caucho	Antes	0.800	86	79.31	45.78	0.40	(0.40; 79.31)
	Después	0.753	63	73.97	32.05	0.31	(0.31; 79.97)

Tabla N° 4 – Cálculo del IFI

Para generar la curva de referencia estimada F(S) de fricción – deslizamiento a cualquier velocidad para el pavimento evaluado, se utiliza la Ecuación 4

$$F(S) = F_{60} e^{((60-S)/Sp)} \quad \text{Ecuación 4}$$

En el Gráfico N° 2, están las curvas para los dos tipos de mezclas antes y después de ser sometidas a la simulación del tránsito a través del WTT.

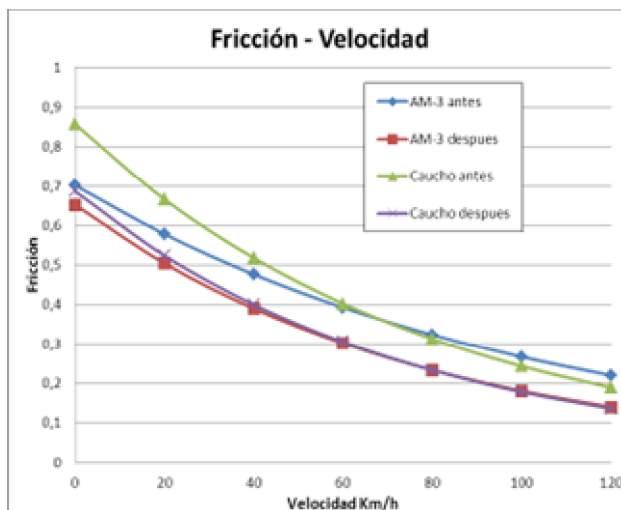


Gráfico N° 2 – Curva Fricción – Velocidad

4. Análisis de Resultados

- La macrotextura del microaglomerado formulado con AM – 3 resulta superior a la del MAC F10 con Asfalto Caucho antes del paso de la rueda del WTT. Luego del ensayo, las mediciones sobre ambas muestras resultaron similares, lo que implica una mayor caída de macrotextura sobre la probeta con AM – 3.
- La microtextura resulta superior en la mezcla con Asfalto Caucho antes de ser ensayada. Luego de la simulación del tránsito, la microtextura no muestra gran variación entre los dos tipos de probetas, es decir, la disminución de este parámetro es mayor en la probeta con Asfalto Caucho.
- Del Gráfico N° 2 se desprende que la fricción de un pavimento disminuye con el aumento de la velocidad y el paso del tránsito.
- Las probetas de Asfalto Caucho antes del paso de la rueda WTT y a bajas velocidades, tiene mayor fricción comparándolas con las de AM-3. No obstante, a velocidades superiores a los 60 Km/h esto se revierte.

- Un pavimento desgastado por el tránsito construido con Asfalto Caucho tendrá mayor adherencia con el neumático pero a muy bajas velocidades, luego de los 40 Km/h la fricción se estima será similar para ambos tipos de superficies de rodamiento.

5. Conclusiones

Es posible fabricar Asfalto modificado con polvo de Caucho proveniente de neumáticos fuera de uso en laboratorio, cumpliendo lo especificado por la norma IRAM 6673.

Se formuló un microaglomerado discontinuo en caliente con Asfalto Caucho a pesar de no estar especificado a nivel Nacional. Se tomaron los parámetros de un microaglomerado con asfalto modificado AM-3.

De acuerdo al gráfico N° 2, analizando las curvas de ambos ligantes luego del paso de la rueda cargada (simulación de tránsito), se puede concluir que a una velocidad superior a los 60 km/h, la fricción desarrollada sobre ambos materiales es prácticamente igual.

Considerando solo los parámetros superficiales, podemos decir que los microaglomerados conformados en laboratorio tanto con AM-3 como con asfalto caucho, tienen la misma resistencia al deslizamiento luego de la simulación de tránsito y a altas velocidades.

6. Bibliografía

- Manual de Evaluación de Pavimentos. “Maestría en vías terrestres. Módulo III. Diseño de Pavimentos I. Evaluación de Pavimentos” Autores: Ing. Maylin Corros B., Ing. Ernesto Urbáez P. e Ing. Gustavo Corredor M. (Año 2009)
- XVI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Trabajo “Utilización de asfalto modificado con neumáticos fuera de uso (NFU) en microconcreto discontinuo en caliente”. Autores: Ing. Botasso Gerardo, Positieri María Josefina y Segura Adrián (Año 2012)
- Proyecto de Pliego de Especificaciones Técnicas Generales para Mezclas Asfálticas en Caliente de Bajo Espesor para Carpetas de Rodamiento de la Comisión Permanente del Asfalto “Microconcretos asfálticos en caliente MAC F8 y F10, MAC M8 y M10”. (2010)
- Norma IRAM 1555 “Determinación del coeficiente de resistencia al deslizamiento con el péndulo TRRL”. (Año 1998)
- Norma IRAM 1850 “Método de determinación de la profundidad de la macrotextura superficial de un pavimento mediante el círculo de arena”. (Año 1987)
- Artículo “Análisis de la Oferta de Fricción en Vías Pavimentadas de Chile” de la Revista de la Asociación Española de Carreteras N° 199 octubre 2010.
- “Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC” Edición 2016 ISBN 978-987-1896-51-6

“COMPARACIÓN ENTRE LOS ENSAYOS DE LOTTMAN Y UCL EN LA EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ÁRIDO-LIGANTE”

Becario: Zapata Ferrero Ignacio ⁽¹⁾

Director: Ing. Soengas Cecilia ⁽²⁾

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

Uno de los mayores inconvenientes que presentan los pavimentos flexibles, es la adherencia árido ligante. Para poder paliar esta problemática se han utilizado varios ensayos para poder determinarla. La evaluación de la misma se puede llevar a cabo por varios métodos.

Tanto el ensayo de Lottman, como el método UCL (en una de sus variantes), evalúan la adherencia existente entre árido y ligante dentro del entorno de una mezcla asfáltica. La mezcla utilizada para la evaluación de ambos métodos, tiene ciertas particularidades (granulometría, porcentaje de vacíos) que la hacen diferente de una mezcla convencional, para conseguir relevancia en los datos que se están buscando.

En la presente tesis, se propuso evaluar con ambos métodos, tres tipos de ligantes, uno convencional (CA-30), otro con un mejorador de adherencia (CA-30 M), y un último modificado con polímero (AM-3) para evaluar si existe algún beneficio en su aplicación.

2. Abstract

One of the biggest drawbacks of flexible pavements, the binder is aggregate adhesion. In order to alleviate this problem we have been used several tests to determine it. The same evaluation can be performed by several methods.

Both test Lottman as UCL method (in one of its variants), evaluating existing adhesion between aggregate and binder within the environment of an asphalt mixture. The mixture used for the evaluation of both methods has certain characteristics (particle size, percentage of voids) that make it different from a conventional mixture to achieve relevance in the data you are looking for.

In this thesis, it was proposed to evaluate both methods, three types of binders, one conventional (CA-30), another with an adhesion improver (CA-30 M), and a last-modified polymer (AM-3) assess whether there is any benefit in their application.

3. Fundamentos

Test de Lottman

Este ensayo consiste en evaluar la adherencia árido ligante en una mezcla subcompactada (la adecuada cantidad de golpes para alcanzar un porcentaje de vacíos de aproximadamente 7 %). Las probetas moldeadas se dividen en dos grupos, unas acondicionadas y otras sin acondicionar. Las probetas sin acondicionar se sumergen dos horas a 25 °C previamente a ser ensayadas. Las probetas acondicionadas, se saturan bajo 13-67 kPa de presión absoluta durante 5 a 10 minutos en una cámara con agua, hasta alcanzar una

1. Becario del Centro de Investigaciones Viales, LEMaC, Dpto. Ingeniería Civil
2. Tutora de la Tesis de Investigación

saturación del 80 %. Luego se sellan en bolsas con 10 ml de agua y se congelan a -18 °C durante un mínimo de 16 horas, para luego sumergirse durante 24 horas a 60 °C. Finalmente las probetas se ensayan a tracción indirecta por compresión diametral. La norma AASTHO T 283 es al que rige este ensayo.

Método UCL

Está basado en el ensayo Cántabro de abrasión por desgaste, el cual calcula las pérdidas producidas por el desgaste dentro de la máquina Los Ángeles luego de 300 vueltas (Norma NLT 352/2000).

El método UCL permite la evaluación del ligante dentro de una mezcla asfáltica. El mismo permite evaluar, envejecimiento, cohesión, susceptibilidad térmica, y adhesividad. Esta última será la evaluada en la presente tesis.

Para su valoración, las probetas diseñadas con una granulometría específica, y con un peso total menor al correspondiente a una probeta Marshall convencional (1000 g), se deben someter a un total de 300 vueltas dentro del tambor de desgaste Los Ángeles. Estas muestras ensayadas en seco, serán las probetas denominadas patrón, que se ensayan a una temperatura de 25 °C y sin envejecimiento previo. Un segundo grupo de probetas, se las debe acondicionar a 60 °C dentro de un baño termostático durante 24 horas y posteriormente seis horas a 25 °C. Este grupo de probetas servirán para contrastar con el grupo seco y así determinar un parámetro directo de la adhesividad existente entre el árido y el ligante.

4. Desarrollo experimental

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

Se dispuso realizar una mezcla asfáltica que sigue la siguiente dosificación de agregados y asfalto (ver Tabla 1), para la evaluación de la adherencia por medio del test de Lottman.

Material	Porcentaje
Piedra 6 - 20	41,93
Piedra 0 - 6	53,37
Asfalto CA-30, CA-30M y AM3	4,70

Tabla 1. Dosificación de mezcla para test de Lottman

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

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

Tabla 2. Dosificación de áridos para UCL

Para la evaluación de los dos métodos y la conformación de las mezclas, se utilizaron tres asfaltos con distintas características.

Dos de las mezclas se realizaron con cementos asfálticos de los tipos CA-30 y AM-3, utilizados comercialmente en la construcción de carreteras en forma amplia. 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.

5. Análisis de resultados

Los resultados de las mezclas ensayadas por medio del test de Lottman se pueden ver reflejados en la tabla 3 y gráfico comparativo 1, 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 %.

Asfalto	Promedio de la Resistencia Seca	Promedio de la Resistencia Húmeda	TSR
	R_s (kg)	R_H (kg)	(%)
CA-30	8,0	6,4	80
CA-30M	8,5	7,8	92
AM-3	8,5	8,1	95

Tabla 3. Resultados test de Lottman



Imagen 1 y 2. Ensayo de tracción indirecta. Vista de la probeta luego del ensayo

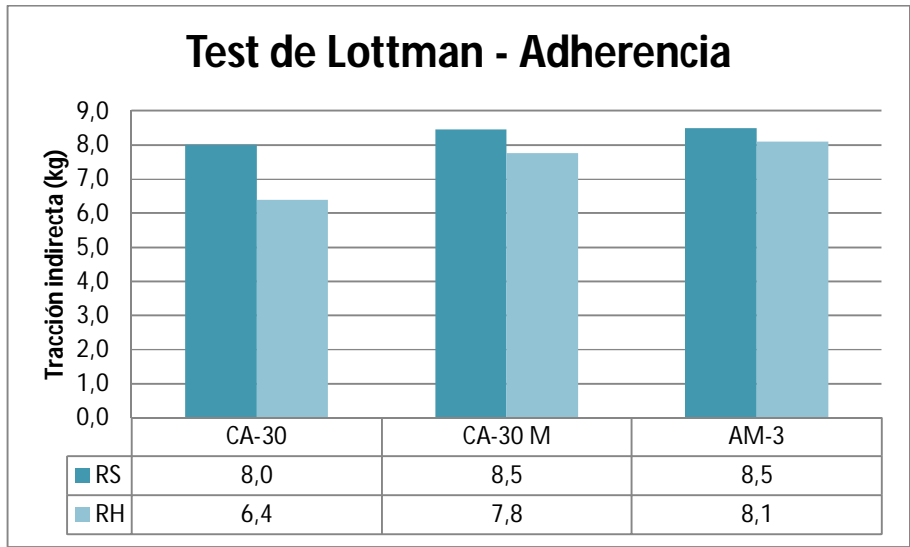


Gráfico 1. Comparación entre los distintos ligantes

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 4 y gráfico comparativo 2, en el cual se especifican los promedios de las pérdidas individuales, en estado seco y húmedo, y la diferencia entre ambos.

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

Tabla 4. Resultados del método UCL



Imagen 3 y 4. Probeta a ensayar dentro del tambor. Probetas ensayadas

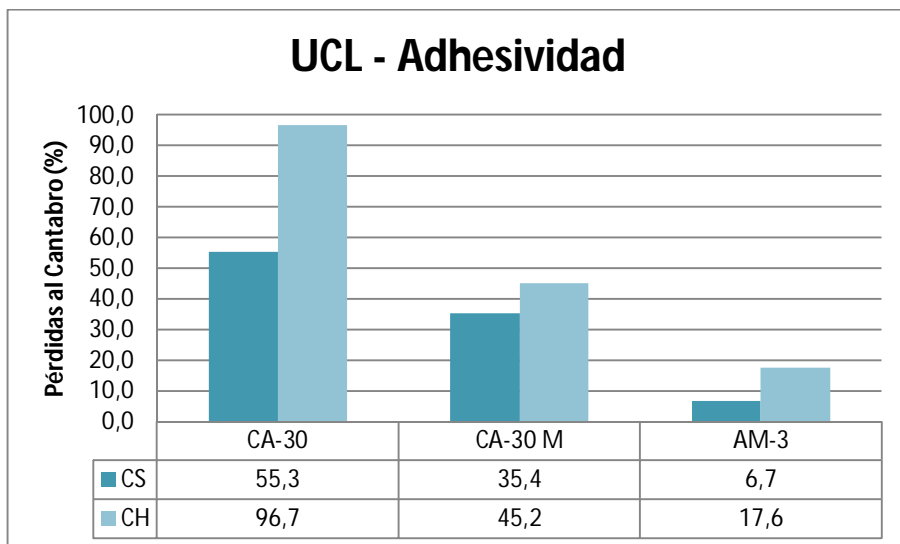


Gráfico 2. Comparación entre los distintos ligantes

6. Conclusiones

El cambio de ligante asfáltico dentro de la misma mezcla, puso de manifiesto la mejora que presentan los asfaltos CA-30 M y AM-3. 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 usar un AM-3 y CA-30M 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 dos métodos, el test de Lottman es un ensayo universalmente conocido y comprobado, mientras que el método UCL utiliza una granulometría de áridos específica, que puede no reflejar con exactitud la problemática estudiada. Así mismo el primero saca una ventaja frente al segundo, por su mayor simplicidad a la hora de formular la mezcla y realizar dicho ensayo.

7. Bibliografía

AASHTO T 283 (1989). Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage, American Association of State Highway and Transportation Officials.

NLT – 532 (1986). Caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cántabro de pérdida por desgaste.

Miró Recasens, R. (1994). Metodología para la caracterización de ligantes asfálticos mediante el empleo del ensayo cántabro.

Zapata Ferrero, Gerardi, Quispe Sallo (2014). Fundamentos del método UCL y los efectos producidos por el cambio de filler y asfalto.

“DISEÑO DE UNA MEZCLA ASFALTICA CAC D 19 CON VARIACION DEL TIPO DE FILLER Y TIPO DE ASFALTO Y VALORACION DE LOS CAMBIOS REGISTRADOS EN LA ADHERENCIA”

Becarios: María Carolina Buscaglia y Juan Ignacio Gatti (1)

Director: Ing. Oscar Rebollo (2)

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.

El objetivo del presente trabajo es comparar dos ensayos uno empíricos y otro cuantitativo, con el ensayo del test de Lottman realizado en el trabajo anterior, el ensayo del Hervido o Texas bajo la Norma ASTM 3625 D, y el ensayo de estabilidad remanente bajo la norma VN E 32/67 respectivamente.

Los resultados obtenidos serán comparados y analizados, para poder observar que precisión tienen respecto de la adherencia.

2. Fundamentos

La presente tesis es continuación de lo realizado en el año 2014, titulado “Diseño de una mezcla asfálticas CAC D19 con variación del tipo de filler y tipo de asfaltos, valorando los cambios registrados en la adherencia”. El año anterior se confeccionaron las cuatro mezclas descritas a continuación:

CA - 30 con filler granítico

AM - 3 con filler granítico

CA - 30 con filler calcáreo

AM - 3 con filler calcáreo

El diseño Marshall se realizó siguiendo la norma VN-E9-86, los resultados de las mezclas son los que se presentan en la Tabla 1:

		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

Tabla 1. Resumen de resultados de diseño Marshall

(1) Becarios de investigación del LEMaC. Depto. De Civil

(2) Director de beca a cargo del proyecto

De estas cuatro mezclas se realizó el Test de Lottman Modificado de acuerdo a la norma AASTHO T 283 con el fin de poner de manifiesto la resistencia a la adherencia árido ligante.

Se define al Test de Lottman como la resistencia al daño causado por humedad en las mezclas asfálticas. Es un ensayo que se ajusta más 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.

El resultado de las mezclas analizadas el año anterior, se pueden ver en la Tabla 2

		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

Tabla 2. Resumen de resultados del ensayo de Lottman

Del análisis de la tabla 2, se desprenden las conclusiones siguientes:

- La cal es un mejorador de adherencia “natural” ya que se aprecia que la mezcla con CA - 30 filler cal supera al 80 % de la Resistencia a Tracción Indirecta, establecido por la norma.
- El ligante modificado AM – 3, de por sí, supera el 80 % establecido, por lo cual, al incorporarle cal, este valor aun es más notorio.

En las ilustraciones 1 y 2 se pueden observar los dos extremos, la mezcla formulada con ligante convencional (CA – 30) y filler granítico (Foto 1), y la mezcla formulada con ligante modificado (AM – 3) y filler cal. En las fotografías se ve reflejado lo numéricamente expuesto por la Tabla 2:

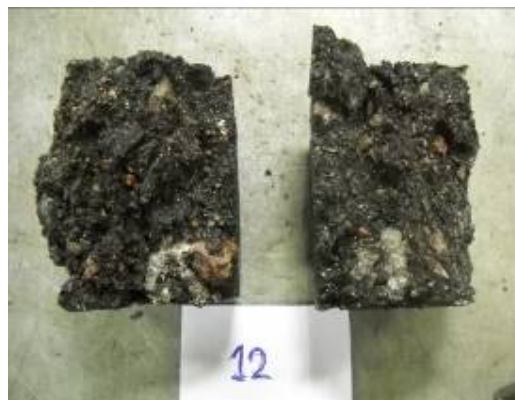


Foto 1. Ensayo de tracción indirecta sobre mezcla con CA – 30 con filler granítico



Foto 2. Ensayo de tracción indirecta
Sobre mezcla con AM3 con filler cal

Al existir otros métodos para valorar la adherencia árido ligante, se propuso continuar con el análisis por medio del ensayo del Hervido o Texas bajo la norma ASTM D 3625 y lo propuesto por Vialidad bajo la norma VN - Normas VN E-32-67, basado en lo propuesto por el AASHTO T 165.

3. Desarrollo experimental

4.1. Test del Hervido (ASTM 3625)

Este método consiste en un rápido ensayo para determinar visualmente la pérdida de cohesión en la unión asfalto con el agregado en mezcla sin compactar debido a la acción del agua hirviendo.

El ensayo consiste en colocar una muestra de mezcla de agregado recubierto de asfalto, colocándolo en un recipiente con agua destilada hirviendo y dejándolo durante 10 minutos como muestra la Foto 3.



Foto 3. Mezcla asfáltica en fase de ebullición

Se retira el asfalto libre de la superficie del agua para evitar que éste vuelva a recubrir los áridos (Foto 4)



Foto 4. Mezcla asfáltica con AM - 3 filler cal, reposando luego del hervor

Luego se enfría el agua a temperatura ambiente, se decanta y se vacía la mezcla húmeda sobre un papel para observar el asfalto que fue desprendido de los áridos por el efecto del hervor. Con la observación visual se determina si la superficie de los agregados que está cubierta con asfalto es mayor al 95% La Foto 5 muestra este procedimiento.



Foto 5. Mezcla asfáltica con AM - 3 con filler cal
(A la izquierda mezcla patrón, a la derecha mezcla ensayada)

Este procedimiento, se realizó para las cuatro mezclas. Los resultados de las cuatro mezclas fueron iguales y se vio que era del 100%, superando el 95% que se le exige al método.

Este ensayo es muy utilizado en obra, dado su facilidad de realizar.

4.2. Pérdida de la estabilidad Marshall por el efecto del agua (VN E-32-67; AASHTO T 165)

Este método de ensayo está destinado a medir la pérdida de la Estabilidad Marshall, como consecuencia de la acción del agua sobre las mezclas con cemento asfáltico compactadas. Se obtiene un índice de estabilidad residual, comparando la estabilidad de las muestras determinadas de acuerdo con el método Marshall, con la estabilidad de muestras que han sido sumergidas en agua durante un período especificado.

El índice de estabilidad residual de las mezclas bituminosas, con respecto a los efectos nocivos del agua, se expresa como porcentaje de la estabilidad original que se mantiene después del período de inmersión. Se calcula de la siguiente manera:

$$IR = \text{Índice de estabilidad Residual} = \frac{S1}{S2} \times 100$$

Dónde:

S1= Estabilidad Marshall Remanente (promedio)

S2: Estabilidad Marshall (promedio)

Se rechazarán las mezclas que revelen un índice de estabilidad residual menor de 75. En esos casos, se mejorarán las propiedades de los agregados del asfalto, empleando métodos aprobados, de modo que el índice de estabilidad aumente por lo menos hasta ese mínimo de 75.

4. Resultados y análisis de resultados

Se moldean 3 probetas tipo Marshall con asfalto CA-30 con la mezcla que contiene filler granítico, realizado el ensayo de Estabilidad Remanente se obtuvieron los siguientes resultados, los que se muestran en la Tabla 1

Identificación de probetas	Estabilidad Residual	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
RC7	743	2,5	1770
RC8	720	2,6	2655
RC9	760	2,7	1814
Promedios	741	2,6	2080

Tabla 1 Probetas con CA30 – FG

Analizamos el Índice de estabilidad Remanente, comparando los valores obtenidos en el ensayo Marshall del primer trabajo, donde se realizó la dosificación de la mezcla, los cuales se muestran en la Tabla 2

Identificación de probetas	Estabilidad Marshall	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
MC7	980	3,0	3267
MC8	990	3,1	3194
MC9	890	3,2	2781
Promedios	953	3,1	3080

Tabla 2 Probetas con CA30 – FG

Con los promedios de los ensayos calculamos el Índice de Estabilidad Remanente (IR).

S1 = Estabilidad Marshall Remanente de CA30 – FG = 541kg

S2 = Estabilidad Marshall de CA30 – FG = 953 kg

$$IR = \frac{541}{953} \times 100 = 56.7\%$$

IR = Índice de estabilidad Residual: 56,7%

El valor de IR es mayor que el recomendado que es del 75%, por lo que la muestra cumple con el ensayo.

En este caso se realiza el cambio de filler, donde se reemplaza el filler granítico por cal, obteniéndose los siguientes resultados del ensayo de IR, los cuales e muestran en la Tabla 3

Identificación de probetas	Estabilidad Residual	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
RC4	1001	2,7	1770
RC5	988	2,8	2655
RC6	978	3,4	1814
Promedios	989	2,6	2080

Tabla 3 Probetas con CA-30 – FC

Los valores de comparación son los obtenidos en el ensayo Marshall del trabajo de dosificación, los cuales se muestran en la Tabla 4

Identificación de probetas	Estabilidad Marshall	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
MC4	1028	3,4	3024
MC5	1033	3,5	2951
MC6	1025	3,1	3306
Promedios	1029	3,3	3094

Tabla 4 Probetas con CA-30 – FC

Con los promedios de los ensayos calculamos el Índice de Estabilidad Remanente (IR).

S1 = Estabilidad Marshall Remanente de CA30 – FG = 989 kg

S2 = Estabilidad Marshall de CA30 – FG = 1029 kg

$$IR = \frac{989}{1029} \times 100 = 96,1\%$$

IR = Índice de estabilidad Residual: 96,1%

El valor de IR es mayor que el recomendado que es del 75%, por lo que la muestra cumple con el ensayo.

Cuando se cambia el tipo de asfalto, en nuestro caso el CA-30 por un asfalto modificado AM-3, se verá lo que sucederá con el Índice de estabilidad Residual, el primer caso se comparara la mezcla que contiene filler granítico, los resultados se muestran en la Tabla 5

Identificación de probetas	Estabilidad Residual	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
RC10	1221	2,7	1770
RC11	1204	2,8	2655
RC12	1201	3,4	1814
Promedios	1209	2,6	2080

Tabla 5 Probetas con AM3 – FG

Los valores de referencia son los obtenidos en la dosificación de la mezcla, los cuales se ven en la Tabla 6

Identificación de probetas	Estabilidad corregida	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
MC10	1197	3,9	2590
MC11	1213	4,0	2959
MC12	1220	4,1	2923
Promedios	1210	4,0	2824

Tabla 6 Probetas con AM3 – FG

Calculamos el valor de IR, con los siguientes datos

S1 = Estabilidad Marshall Remanente de AM3 – FG= 1209kg

S2 = Estabilidad Marshall de AM3 – FG = 1210 kg

$$IR = \frac{1209}{1210} \times 100 = 99,9 \%$$

IR = Índice de estabilidad Residual: 99,9%

Como se ve el valor del Índice de Estabilidad Residual supera el valor recomendado que es del 75%

A continuación vemos que ocurre en la mezcla cuando se cambia el filler, en nuestro caso lo reemplazamos por cal hidráulica de uso comercial, en la tabla 7 se muestran los valores de la estabilidad remanente obtenidos.

Identificación de probetas	Estabilidad Residual	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
RC1	1291	2,7	1770
RC2	1298	2,8	2655
RC3	1279	3,4	1814
Promedios	1289	2,6	2080

Tabla 7 Probetas con AM3 – FC

En la tabla 8 se muestran los valores de la estabilidad Marshall obtenida en la dosificación, para tomarla como referencia de comparación.

Identificación de probetas	Estabilidad corregida	Fluencia	Rel est/fluencia
	Kg	cm	Kg/mm
MC1	1289	3,9	3044
MC2	1300	4,0	2698
MC3	1280	3,6	3118
Promedios	1290	3,8	2953

Tabla 8 Probetas con AM3 – FC

A continuación calcularemos el valor de del IR correspondiente

S1 = Estabilidad Marshall Remanente de AM3 – FC = 1289 kg

S2 = Estabilidad Marshall de AM3 – FC = 1290 kg

$$IR = \frac{1289}{1290} \times 100 = 99,9\%$$

IR = Índice de estabilidad Residual: 99,9%

Realizando el análisis del resultado en este caso se observa que el valor obtenido e mayor del 75% recomendado, pero es menor q

5. Conclusiones

- El ensayo del Test del Hervido dan todos mayor al 95% de superficie cubierta por el asfalto, por lo que todos cumplen con este ensayo. No se pueden comparar los resultados del test de Lottmam con el test del hervido.
- El ensayo de Estabilidad Remanente pone claramente de manifiesto las mejoras que produce la cal respecto de la adherencia, cuando se utiliza asfalto convencional
- Cuando se usa asfalto modificado no se ve tan claramente las mejoras en la adherencia debido a la utilización de cal como filler, la mejora la da el asfalto modificado.
- Comparando con la tesis presentada en el año 2014, basándose principalmente en el Test de Lottman, ahora nuestros extremos no son los mismos, pero ninguno de ellos presenta notorias dificultades de adherencia entre árido y asfalto.

6. Bibliografía

- “Correlación entre módulos dinámicos y deformaciones plásticas permanentes en mezclas asfálticas densas” Código de homologación: MAIFILP0002089TC
- Jorge A. Páramo y Hugo E. Poncino Córdoba, Argentina. Octubre 2012)
“Diseño de mezclas asfálticas en caliente en los inicios del siglo XXI”
- Norma NLT
- Norma de Vialidad Nacional

“COMPARACIÓN DE LOS DISTINTOS ENSAYOS PROPUESTOS PARA DETERMINAR CONTENIDO DE LIGANTE EN MEZCLAS ASFÁLTICAS. PUESTA A PUNTO DEL HORNO DE IGNICIÓN”

Becario: Farías Diego ⁽¹⁾
Director: Ing. Rebollo Oscar ⁽²⁾

1. Resumen

El contenido de ligante de una mezcla asfáltica puede ser determinado de distintas maneras, se compararán dos de estos métodos, uno mediante el método del LEMaC para la obtención de contenido de ligante y el otro mediante la utilización del horno de calcinación (mufla). Esta Tesis tiene como finalidad identificar en ambos procesos los porcentajes de asfalto, para luego compararlos, así determinar la exactitud de los métodos.

2. Fundamentos

Para la determinación del contenido de ligante en mezclas asfálticas se utilizaron dos métodos de ensayo. El primero basado en el método del LEMaC publicado en la “Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC”, perteneciente al LEMaC – Centro de Investigaciones Viales, edición 2016 ISBN 978-987-1896-51-6. El segundo método empleado es el descrito por la norma española NLT-384, para obtener el porcentaje de asfalto donde se utiliza un horno de ignición. Se utilizaron muestras de obras de pavimentación de la Municipalidad de La Plata, y mezclas de trabajos de investigación donde el porcentaje de asfalto utilizado es conocido.

3. Desarrollo experimental

Para el curado del horno se comenzó con el encendido y luego se lo llevó a una temperatura de 1000 °C, previamente habiendo encendido el extractor de aire del lugar de trabajo, para evitar la contaminación del ambiente. Una vez curado el horno, el siguiente paso fue curar los elementos de trabajo, en este caso las bandejas de recepción de mezcla, a las cuales se les llenó a tope con una muestra de mezcla asfáltica a 110 °C de temperatura, se la dispersó bien sobre todas las superficies y se la depositó en el horno de calcinación, el cual estaba configurado para alcanzar los 540 °C, tal como indica la norma NLT-384.

Basándonos en dicha norma, el siguiente paso fue realizar la calibración del horno empleando muestras de obras de pavimentación de la Municipalidad de La Plata.

Una vez hechos todos los procedimientos anteriores, se comenzó a realizar ensayos de prueba y error para ir experimentando y, a su vez, adquiriendo los conocimientos necesarios para realizar finalmente un ensayo concreto de determinación de cantidad de ligante asfáltico.

A partir de la norma NLT-384 y de la experiencia de los ensayos hechos, se elaboró un instructivo de uso del horno de calcinación con el fin de prevenir, facilitar y aconsejar al operador al momento de emplearla correctamente.

La Foto 1 muestra la Centrífuga de Platos, la Foto 2 la centrífuga de Vasos. En las Fotos 3 y 4 se puede ver el horno de ignición.

(1) Becario de investigación del LEMaC. Depto. De Civil.

(2) Director de beca a cargo del proyecto.



Foto 1 - Centrifuga de platos



Foto 2 - Centrífuga de vasos



Foto 3 – Horno de Ignición



Foto 4 – Interior del Horno de Ignición

4. Análisis de Resultados

En primera instancia, se tomaron 4 muestras de una misma mezcla asfáltica de obras de pavimentación de la Municipalidad de La Plata, la cual es utilizada como carpeta asfáltica.

Por cuarteo sucesivo se tomó inicialmente una muestra, luego fue puesta en una bandeja receptora provisoria, colocada en estufa hasta alcanzar los 110 °C, y finalmente ingresada al horno de calcinación, siguiendo todos los pasos tal cual indica el instructivo de uso.

El mismo proceso se realizó con las 3 muestras restantes, los resultados se muestran en la Tabla 1, el ensayo de recuperación de asfalto por el método LEMaC, también se muestra en la tabla 1 identificada como “Muestra Original (“M O”) como valor comparativo.

Identificación Probetas	Peso inicial (g)	1° PDC (g)	2° PDC (g)	3° PDC (g)	4° PDC (g)	Asfalto obtenido por mufla (%)	Asfalto obtenido método LEMaC (%)
1	1001,9	944,2	942,7	941,4	941,4	6,0	4,6
2	1002,2	945,5	941,9	940,2	939,8	6,2	4,6
3	1001,9	942,4	939,3	937,8	937,5	6,4	4,6
4	1001,2	943,9	939,3	938,3	938,3	6,3	4,6
M O	1176,3	1122,2					4,6

Tabla 1 - Resultados de la calcinación en el horno de ignición

Donde PDC es el Peso después de combustión

Como se logra observar en la Tabla 1, los resultados de esta primera experiencia no fueron los esperados, ya que el valor deseado es muy lejano al valor real. En consecuencia, se procedió a analizar las granulometrías como muestra la Tabla 2 y el Gráfico 1

Tamiz	Abert	Lím Inf	M O	1°	2°	3°	4°	Lím Sup
3/4	19100	83	99,8	100	100	100	100	100
3/8	9520	60	80,0	94,6	93,9	94,8	95,2	75
4	4760	45	66,7	69,6	68,5	73,3	66,8	60
8	2380	35	45,2	48,0	48,0	49,0	47,0	47
30	590	17	21,6	22,6	22,8	22,8	22,4	29
50	297	12	16,8	17,1	17,4	17,3	16,8	21
200	74	5	5,3	4,4	5,2	4,0	4,0	8

Tabla 2 - Resultados de granulometrías después de la combustión y la granulometría de la muestra original "M O"

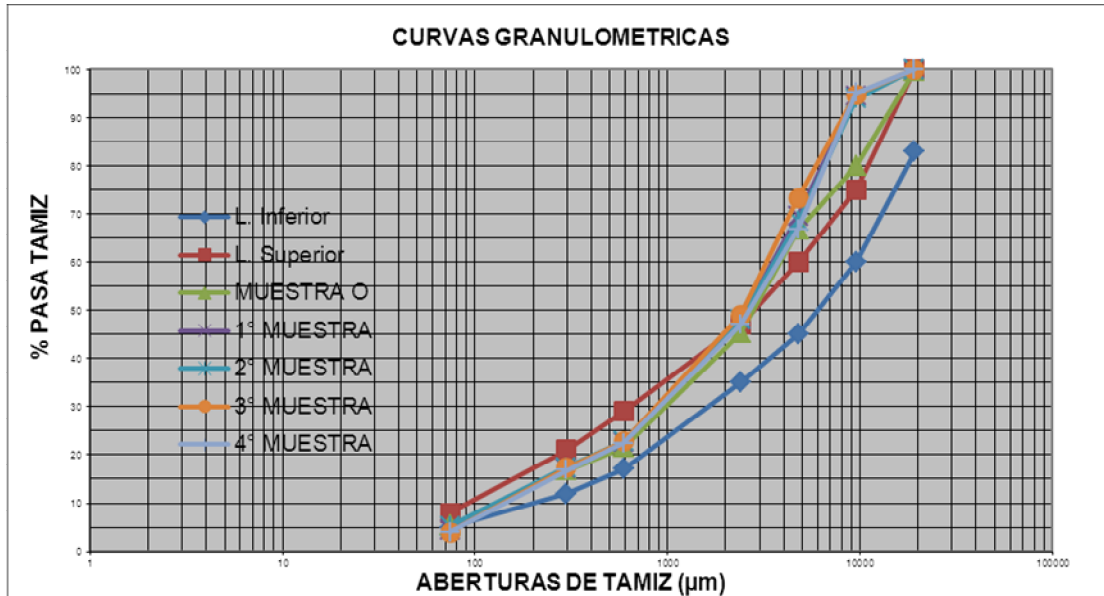


Gráfico 1 - Curvas granulométricas

Se logra ver una clara diferencia entre la curva granulométrica obtenida luego del método LEMaC y las curvas resultantes del método por horno de calcinación, esto puede deberse a una pérdida de material en las bandejas, las cuales se deterioran por no ser las ideales para utilizar en este método.

Para seguir ajustando el método, se realizó otro ensayo con otra mezcla asfáltica de otra obra de la Municipalidad de La Plata destinada a carpeta asfáltica. El proceso es el mismo que el anterior.

Los resultados obtenidos son los que se muestran en la Tabla 3

	Peso inicial (g)	1º PDC (g)	2º PDC (g)	3º PDC (g)	4º PDC (g)	Asfalto obtenido por mufla (%)	Asfalto obtenido método LEMaC (%)
Muestra	1011,8	954,5	952,0	951,2	951,2	6,0	5,8
Muestra O	1163,5	No se hizo	No se hizo	No se hizo	No se hizo	No se hizo	5,8

Tabla 3 - Resultados de la segunda muestra

Efectivamente se logró acercarse mucho al resultado esperado, ya que la diferencia entre ambos porcentajes era mucho menor a los anteriores ensayos realizados. En cuanto a la granulometría, los resultados también fueron muy satisfactorios, se pueden ver en la Tabla 4 y el Gráfico 2

Tamiz	Abert.	Lím Inf	MUESTRA O	MUESTRA	Lím Sup
3/4	19100	83	96,5	97,1	100
3/8	9520	60	78,4	78	75
4	4760	45	66,5	66,3	60
8	2380	35	44,3	45,8	47
30	590	17	19,4	19,3	29
50	297	12	15	14,9	21
200	74	5	6,6	6,7	8

Tabla 4 - Curvas granulométricas de la segunda muestra

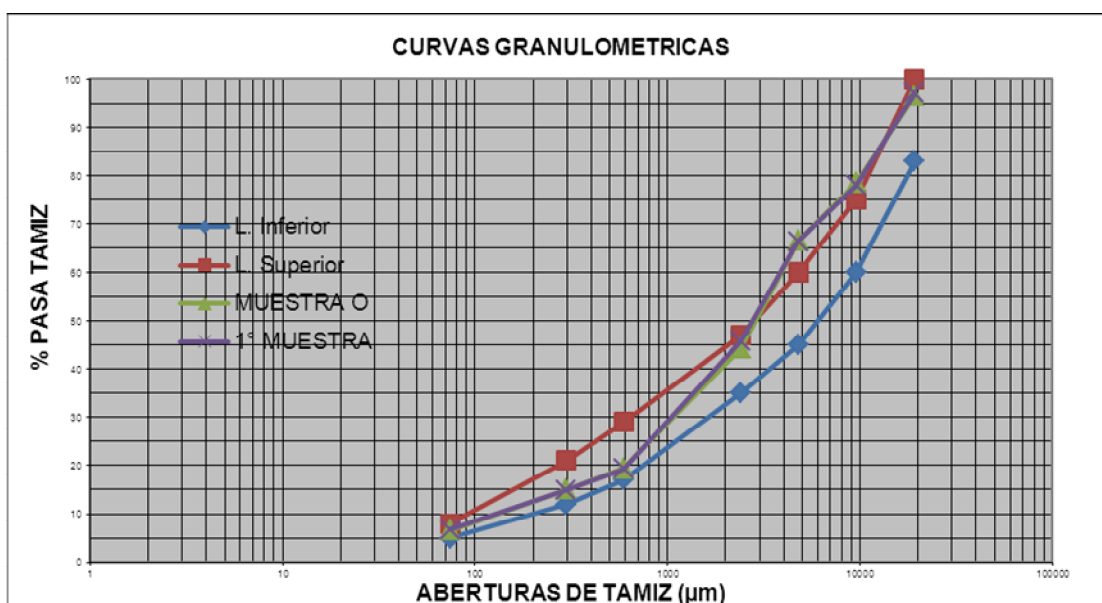


Gráfico 2 - Curva granulométrica

En este caso, si bien ambas curvas superaron en un tramo el límite superior, se destaca la exactitud del método por horno de ignición respecto al método LEMaC, ya que los resultados fueron muy semejantes.

Luego de realizar una cantidad considerable de ensayos y estudiar sus resultados, se ahondó en elaborar un ensayo final que determinase con exactitud si el método implicado para la determinación del porcentaje de asfalto era, en primer lugar preciso, y en segundo lugar similar a la propuesta por el LEMaC.

Para esta parte de la investigación se manipularon 9 probetas en total, agrupadas en conjuntos de 3, de las cuales cada grupo de 3 era de una composición distinta y poseían diferentes porcentajes de ligante asfáltico. De dichas probetas ya conocíamos el porcentaje de ligante que poseían, dado que la dosificación fue realizada en el LEMaC para la Tesis denominada "Microaglomerados en caliente con AM-3 y asfalto caucho. Valoración de algunos parámetros superficiales" desarrollada por Carolina Gerardi.

Se procedió a colocar en una bandeja de mezcla de obra sin residuos el primer grupo de 3 probetas de asfalto modificado en la estufa a 110 °C, luego de que estén a temperatura adecuada se las disgregó en una bandeja rectangular grande. Ya

disgregadas fueron cuarteadas y se tomó una muestra, la cual fue colocada en una bandeja de recepción provisoria y llevada a la mufla siguiendo todos los pasos tal cual explica el instructivo de uso.

Luego se tomó el otro grupo de probetas asfálticas, se colocaron las tres dentro de una bandeja de mezcla de obra y fueron depositadas en la estufa hasta alcanzar la temperatura de 110 °C, una vez lograda esa temperatura el procedimiento fue el mismo que en el caso anterior.

Por último se empleó el grupo de 3 probetas restantes, las cuales estaban hechas con un asfalto modificado AM-3. El procedimiento fue el mismo que en los casos anteriores. Los resultados obtenidos son los indicados en la Tabla 5

Identificación Probetas	Peso inicial	1° PDC (g)	2° PDC (g)	3° PDC (g)	4° PDC (g)	Asfalto obtenido por mufla (%)	Asfalto obtenido método LEMaC (%)
1° Grupo	1002,6	960,0	958,7	958,6	958,6	4,4	4,4
2° Grupo	1195,0	1133,2	1131,0	1131,0	No se hizo	5,4	5,4
3° Grupo	1003,7	954,3	950,9	950,8	950,8	5,3	5,2

Tabla 5 - Resultados de la tercera muestra

El margen de error obtenido en este análisis es solo 0,01 % en el primer y segundo grupo y 0,1 % en el tercer grupo, por lo que el resultado es más que satisfactorio.

En el segundo grupo, requirió solo 3 combustiones y el porcentaje de aproximación es muy alto, dejando un margen de error más que despreciable, aun habiendo tomado una muestra mayor a la recomendada, lo cual nos da el indicio de que se podrían combustionar muestras de mezclas asfálticas mayores a lo recomendado de 1000,0 g, y obtener resultados positivos.

El último grupo fue un caso específico ya que dio un resultado bastante particular, dado que el porcentaje obtenido de ligante es mayor al realmente utilizado, por lo cual nos da el indicio de que hubo o un error en la determinación por medio del método LEMaC o bien hubo un error o contaminación de los objetos empleados en el horno de ignición.

5. Conclusiones

- La determinación de ligante asfáltico por medio de la centrífuga y por medio del horno de ignición, arrojaron resultados muy similares.
- El empleo de los utensilios adecuados genera una mayor eficiencia en el uso del horno de ignición.
- Determinar el porcentaje de asfalto utilizando el horno de ignición tiene como ventaja, respecto del método LEMaC, que el margen de error del operario es muy bajo.
- Otro punto a favor del horno de ignición es que una vez finalizado el ensayo, la granulometría se puede hacer pasados los 20 minutos, cuando se enfría la muestra, mientras que cuando se realiza el método LEMaC, debe dejarse 24 horas secándose en estufa a 100 °C.
- Otra ventaja de realizar la determinación de ligante utilizando el horno de ignición es que resulta más limpio en comparación con el método LEMaC, ya que no se utiliza kerosene como diluyente.

- Como desventaja, tiene el tiempo que dura el ensayo, ya que en el método LEMaC, el tiempo requerido para hacer una recuperación, es como máximo de 1 hora, mientras que en el horno de ignición el tiempo requerido es aproximadamente 5 horas para un solo ensayo.
- Cuando estén los equipos de apoyo adecuados para realizar este ensayo, se pueden ajustar aún más los valores obtenidos en la calcinación de la mezcla asfáltica.

6. Bibliografía

- Normas NTL-384 “Contenido de ligante en mezclas bituminosas por el método de combustión”.
- “Guía de metodologías y procedimientos para uso vial desarrollados en el LEMaC”, perteneciente al LEMaC – Centro de Investigaciones Viales, edición 2016 ISBN 978-987-1896-51-6.
- “Microaglomerado en caliente con AM-3 y Asfalto Caucho. Valoración de algunos parámetros superficiales”, Tesis en desarrollo de Carolina Gerardi.

“ENSAYOS ACELERADOS DE DESARROLLO DE HONGOS SOBRE CEMENTOS DE DIFERENTES ADICIONES”

Becario: Agustina Belen Alonso¹

Director: Dra. Vilma G. Rosato²

1. Resumen

El moho *Aspergillus niger* suele crecer en lugares de gran humedad sobre morteros de cemento y hormigones, lo cual no sólo daña la apariencia del mismo, sino que puede ser perjudicial para la salud de los habitantes del lugar donde se encuentra. El objetivo de esta tesis es lograr identificar en qué tipo de mortero de cementos comerciales se logra el mayor crecimiento del moho, qué características del mortero de cemento afectan al crecimiento del mismo y qué datos permiten prever una mayor colonización del material.

2. Abstract

The mould *Aspergillus niger* usually grows in places with high humidity on cement mortars and concrete, which not only damages the material's appearance, but can also be negative for the health of the inhabitants of the place. The aim of this thesis is to identify which kind of commercial cement allows the fastest growth of the mould, which characteristics of the cement mortar

3. Fundamentos

Como ya hemos visto en la tesis anterior, el moho *Aspergillus niger* crece con gran facilidad en los morteros de cemento y hormigón, lo cual puede provocar daños en la estructura y también en la salud de las personas que vivan en su entorno. Lo que logramos en esta ocasión es verificar en que tipos de cementos suele darse el mayor crecimiento del moho, y si este crecimiento es acompañado por su contenido químico y su porosidad.

4. Desarrollo experimental

Se confeccionaron tríos de probetas de 16 x 4 x 4 [cm], basándonos en la norma IRAM 1622, de mortero con diferentes adiciones y arena oriental, cuyo análisis granulométrico aportó el dato del módulo de finura [MF] era igual a 2.84. Se inocularon las probetas con *Aspergillus niger* y se incubaron durante 5 meses en capsulas acondicionadas para mantener la humedad.

Se fueron observando periódicamente con lupa microscópica y se les tomaron muestras fotográficas para analizar su crecimiento progresivo.

5. Análisis de Resultados

Luego del curado se determinaron las resistencias a compresión de las probetas, en la siguiente tabla se muestran los valores del ensayo a compresión.

¹ Becaria de investigación del Centro LEMaC Depto. de Ingeniería Civil

² Directora de Beca. Directora del proyecto asociado

Tabla 1. Resistencia

Mortero	Edad	Compresión [MPa] promedio
CPN 50	7	27.20
	28	43.55
	60	42.5
CPC40	7	20.94
	28	38.75
	60	43.90

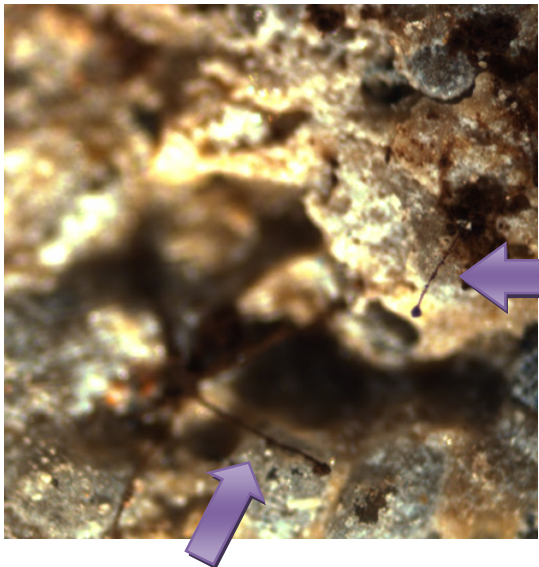
Luego de los ensayos de rotura se les realizó el ensayo de absorción de agua a edades de entre 30 y 60 días para calcular su porosidad cuyos resultados se pueden ver en la siguiente tabla:

Tabla 2 Porosidad

Muestra	P _{Seco}	P _{H₂O abs.}	P _{H₂O abs.} - P _{Seco}	% Abs	Volumen (en ml)	Peso específico	%Porosidad
Cemento + Escoria (10%)	70,6	74,31	3,71	5,25	32	2,2	11,59
CPN	269,94	285,7	15,76	5,83	132	2,045	11,93
CPC40	277,09	296,9	19,81	5,83	137	2,022	14,45
CPN50	182,58	196,8	14,22	7,78	86	2,12	9,04

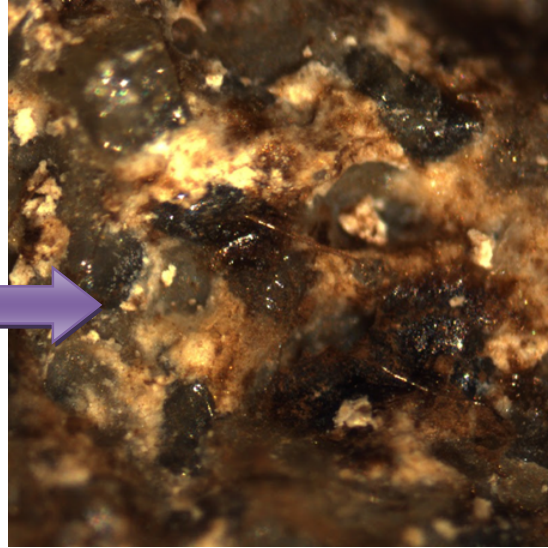
Luego de los ensayos anteriormente nombrados, las probetas fueron inoculadas con *Aspergillus niger* y se incubaron durante 5 meses en cápsulas acondicionadas para mantener la humedad.

Luego se observaron en lupa que se encuentra en el LEMaC y se los fotografía a los 3 meses de la inoculación y la última vez a los 5 meses. El mayor crecimiento se obtuvo en las probetas de CPC40, que se demuestra en las siguientes imágenes:



En la imagen se encuentra una probeta de CPC40 con hifas del hongo *Aspergillus niger*

En esta imagen se observa una muestra de probeta CPN50 que no contiene ningún residuo de *Aspergillus niger*.



6. Conclusiones

- a. El mayor crecimiento se produjo en las probetas de CPC40.
- b. Este mortero es el de mayor absorción de agua y porosidad, lo que corresponde con observaciones realizadas sobre otros morteros.
- c. Se verifica que la porosidad es el factor principal para el crecimiento del hongo, no luciendo la resistencia como un factor influyente en estos morteros.

7. Bibliografía

1. Rosato V. G., Sota J. D. y Prunell S. B. 2013- Influence of cement materials' composition on microbiological colonization of dams. EN: Khlifi, S. (Ed.): "Dams: structure, performance and safety management.", Nova Publishing Group, Londres, pp. 265- 278.
2. Rosato, V. G., Sota, J.D., Prunell, S. B., 2012. El crecimiento del moho *Aspergillus niger* y el contenido de calcio de los morteros de cemento normal y con adiciones. 2ª Reunión de Materiales Tecnológicos de Argentina Matte@r 2012, San Rafael, Mendoza, 28 al 30 de mayo de 2012.
3. Prunell S. B., Rosato V. G., Sota J.D. 2012 Adiciones en el cemento Portland y su relación con el biodeterioro. V Congreso Internacional de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, 19ª Reunión Técnica "Ing. Oscar R. Batic" y 4º Concurso Nacional de alumnos, Bahía Blanca, 7-9 de Noviembre de 2012. pp. 15-21