



Reporte de Investigación LM- PI - PV- IN- 05 – 02 c

Microaglomerados en caliente para capas de rodadura

INFORME FINAL FASE 3

Investigador principal

Ing. Guillermo Loría

Investigador asociado

Ing. Mario Arce

Junio 2004

MICROAGLOMERADOS EN CALIENTE PARA CAPAS DE RODADURA

1. Introducción

Un problema que han presentado las mezclas asfálticas en caliente de tipo denso, la susceptibilidad a la deformación permanente a largo plazo, especialmente en condiciones serenas de tráfico y de clima. Adicionalmente, si la mezcla es susceptible a la deformación, también manifiesta una pérdida de textura superficial que provoca que el pavimento se torne liso con el consecuente efecto en la seguridad de la vía.

Por este motivo, como alternativa de investigación, se planteó el análisis del tipo de mezcla denominado microaglomerados discontinuos en caliente, como alternativa para construir capas de rodadura de alta resistencia al tráfico vehicular.

Por lo tanto, se planteó analizar mezclas finas para capas delgadas de rodadura, que presenten buen desempeño en cuanto a deformación permanente. También se propuso estudiar la influencia que tienen la adición de modificantes, la granulometría y características propias del asfalto, en el desempeño de las mezclas finas.

Como punto de partida en la investigación se utilizó lo establecido por la *normativa española* para diseño, granulometrías y ensayos de desempeño. Posteriormente se hicieron ajustes para adaptar esta tecnología a las condiciones locales.

En la etapa inicial se analizaron las granulometrías denominadas F8 y F10 de la normativa española, conjuntamente con un asfalto modificado, dos fuentes de agregado y cal hidratada como relleno mineral. Se analizó su desempeño según el ensayo de resistencia retenida a la compresión uniaxial y a la tensión diametral, además del ensayo de deformación permanente, en la pista de ensayo de laboratorio.

Los primeros resultados obtenidos muestran que la resistencia a la deformación permanente y los ensayos de durabilidad son superiores a los de las mezclas densas usadas típicamente en Costa Rica. En el caso de la deformación permanente se obtuvieron mezclas con deformaciones inferiores a 1.5 mm (granulometría F10) y al añadir cal, resistencias retenidas de hasta un 100.0%.

Este documento constituye la presentación de la segunda etapa del proyecto, en la cual se analizó la granulometría española llamada “M10”, con agregados de una fuente, asfalto modificado y con la adición de cal.

Para los diseños de mezcla se aplicó la metodología Marshall y la cal hidratada se usó como relleno mineral con agregados de la fuente N° 1 y se realizaron ensayos en la “Pista de laboratorio de Georgia” (APA) para determinar la deformación permanente a escala de laboratorio. También se hicieron ensayos de resistencia a la compresión uniaxial y a la tensión diametral.

Los diseños de mezcla se hicieron utilizando la metodología Marshall y se empleó la “Pista de laboratorio de Georgia” (APA) para determinar la deformación permanente a escala de laboratorio. También se hicieron ensayos de resistencia a la compresión uniaxial y a la tensión diametral.

Finalmente, se introdujo el ensayo de módulo resiliente a al tensión diametral de la mezcla, en un dispositivo de carga cíclica denominado UTM.

1.1 Desarrollo del proyecto

Se trabajó con la granulometría M10 tal y como la define la normativa española y posteriormente se añadió cal al 2.0% (mediante vía húmeda). El asfalto se modificó con un 1.5% de polímero. Las características de la mezcla se indican a continuación:

- Granulometría M10 española, con un tamaño máximo 12.5mm.
- Asfalto modificado con 1.5% de polímero tipo EGA (PG-76).
- Porcentaje de vacíos de **9.0±1.0%**.
- Cal como relleno mineral al 2%.

A continuación se presenta el esquema experimental que se siguió en esta segunda etapa de la investigación:

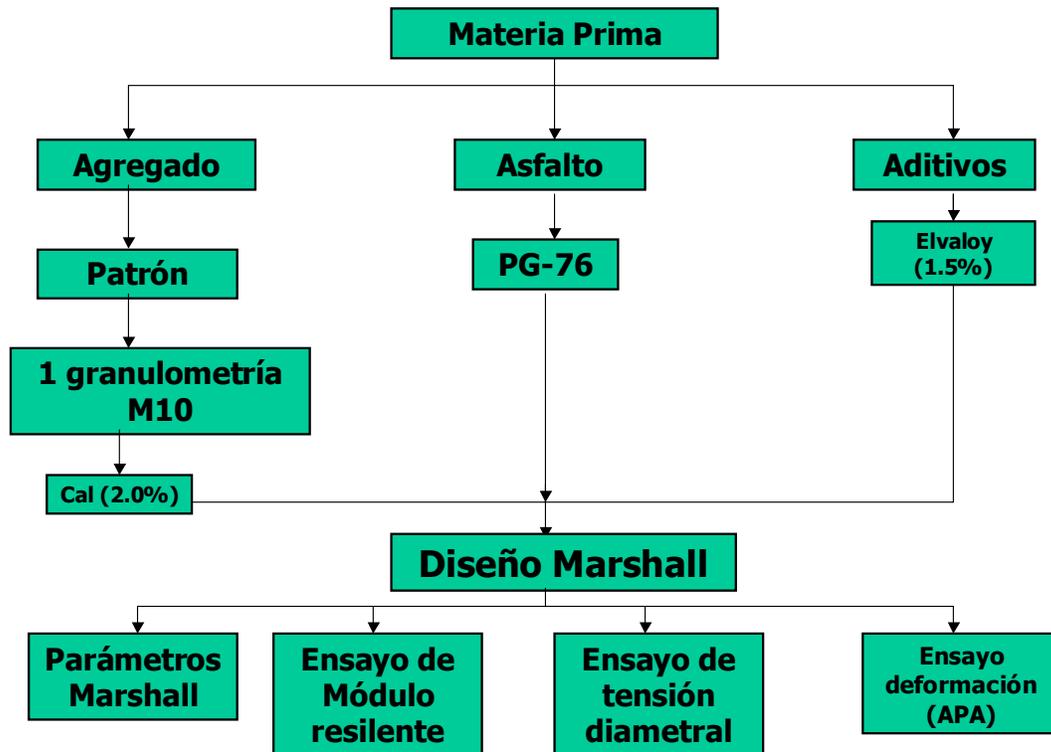


Figura No. 1: Esquema experimental

1.2 Definición y características de los microaglomerados discontinuos en caliente

Los microaglomerados se definen como mezclas asfálticas discontinuas de agregado con tamaño máximo de 12.0 mm, que se colocan en obra con espesores menores a 4 cm.

Es empleado como capa de rodadura con aporte estructural, y proporciona o restituye características superficiales de los pavimentos como: resistencia al deslizamiento, drenabilidad superficial, baja sonoridad, alta resistencia ante la deformación permanente, mejora notablemente la comodidad y seguridad del usuario, a un costo relativamente bajo debido a su pequeño espesor.

En España se normalizaron dos tipos de mezclas discontinuas, las mezclas tipo F (capas finas), con espesores entre los 2.0 y 4.0 cm; y las mezclas tipo M (monogranulares), extendidas en capas de 1.0 y 2.0 cm de espesor. En ambas los tamaños máximos utilizados son 8.0 y 10.0 mm.

Para conseguir una buena macrotextura con un tamaño de agregado reducidos se han sustituido las curvas granulométricas continuas por curvas discontinuas, cuya principal característica es la discontinuidad entre el porcentaje que pasa la malla No.4 y que retiene la No. 8 cuyo valor máximo permitido es de 8.0%. Adicionalmente se debe indicar que poseen un elevado porcentaje de tamaños gruesos (70-80%). Esta característica asegura su alta estabilidad dada la alta fricción interna. El contenido de filler tiene un rango del 7 al 10%.

El empleo de un alto contenido de polímeros al betún podría hacer peligrar la estabilidad de la mezcla y provocar la exudación del ligante. Para evitar este fenómeno se ha recurrido al empleo de ligantes asfálticos modificados con polímeros. Para verificar que este fenómeno no ocurrirá se hace la prueba de drenaje.

Las granulometrías especificadas en España son las siguientes:

Tabla No. 1: Granulometrías de los microaglomerados

Tamiz (mm)	F8	F10	M8	M10
12.5		100		100
10	100	75 – 97	100	75 – 97
8	75 – 97		75 – 97	
4	23 – 38	23 – 38	14 – 27	14 – 27
2	18 – 32	18 – 32	11- 22	11 – 22
0.500	11 – 23	11 – 23	8 – 16	8 – 16
0.063	7 – 9	7 - 9	5 - 7	5 – 7

Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos,
Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

1.3 Especificaciones españolas para microaglomerados

Para tener un marco de referencia que indique cuáles son los principales ensayos para diseño y aseguramiento de la calidad de microaglomerados discontinuos en caliente se indican a continuación los ensayos normados en España, ya que se utilizó la experiencia española como punto de partida para la investigación.

Tabla No. 2: Especificaciones para agregado grueso

ENSAYO	Categoría de tráfico	Mezcla tipo F	Mezcla tipo M
Partículas fracturadas	Tránsito alto	100	100
	Tránsito medio y bajo	75	75
Coeficiente de desgaste Los Ángeles	Tránsito alto	20	15
	Tránsito medio y bajo	<25	<25
Coeficiente de pulido acelerado	Tránsito alto	0.55	0.55
	Tránsito medio	0.50	0.50
	Tránsito bajo	0.45	0.45
Índice de lajas	Tránsito alto	20	20
	Tránsito medio y bajo	<25	<25
Equivalente de arena	Todos los casos	Mínimo 50%	
Azul de matileno	Todos los casos	Máximo 1	
Cont. de impurezas	Todos los casos	<0.5%	
Adhesividad ligante agregado	Todos los casos	≥95%	

Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos, Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

Tabla No. 3: Especificaciones para agregado fino

CARACTERÍSTICAS	Mezcla tipo F	Mezcla tipo M
Equivalente de arena	Mínimo 50%	
Azul de matileno	Máximo 1	
Adhesividad ligante agregado	>4%	

Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos, Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

Tabla No. 4: Proporciones mínimas de filler de aportación

Categoría de tráfico	Valores mínimos % peso
Alto y medio	100
Bajo	50

Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos, Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

Definición de polvo mineral o filler: fracción total del agregado que pasa por el tamiz No. 100 y queda retenido en el tamiz No. 200.

Tabla No.5: Requisitos para el polvo mineral

Ensayos	Requisitos
Densidad aparente	0.5 – 0.8 g/cm ³
Coefficiente de emulsividad	< 0.6 g/cm ³

Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos, Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

Tabla No. 6: Requisitos para cementos asfálticos modificados

Ensayo	Requisito	
	BM 60/70	BM 80/100
Penetración (25 °C, 100g, 5s)	60 -70	80 – 100
Punto de reblandecimiento anillo y bola	Mínimo 65C	Mínimo 60C
Ductilidad (5cm/min) a 5 °C	mínimo 30cm	Mínimo 60cm
Índice de penetración	Mínimo +4	Mínimo +4
Punto de fragilidad	Máximo –15C	Máximo –15C
Recuperación elástica	Mínimo 60%	Mínimo 60%
Flotación	2000s	2000s
Estabilidad al almacenamiento.		
Diferenc. punto ablandamiento	Máximo 5	Máximo 5
Diferencia de penetración, 0.1mm	Máximo 10	Máximo 12

Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos, Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

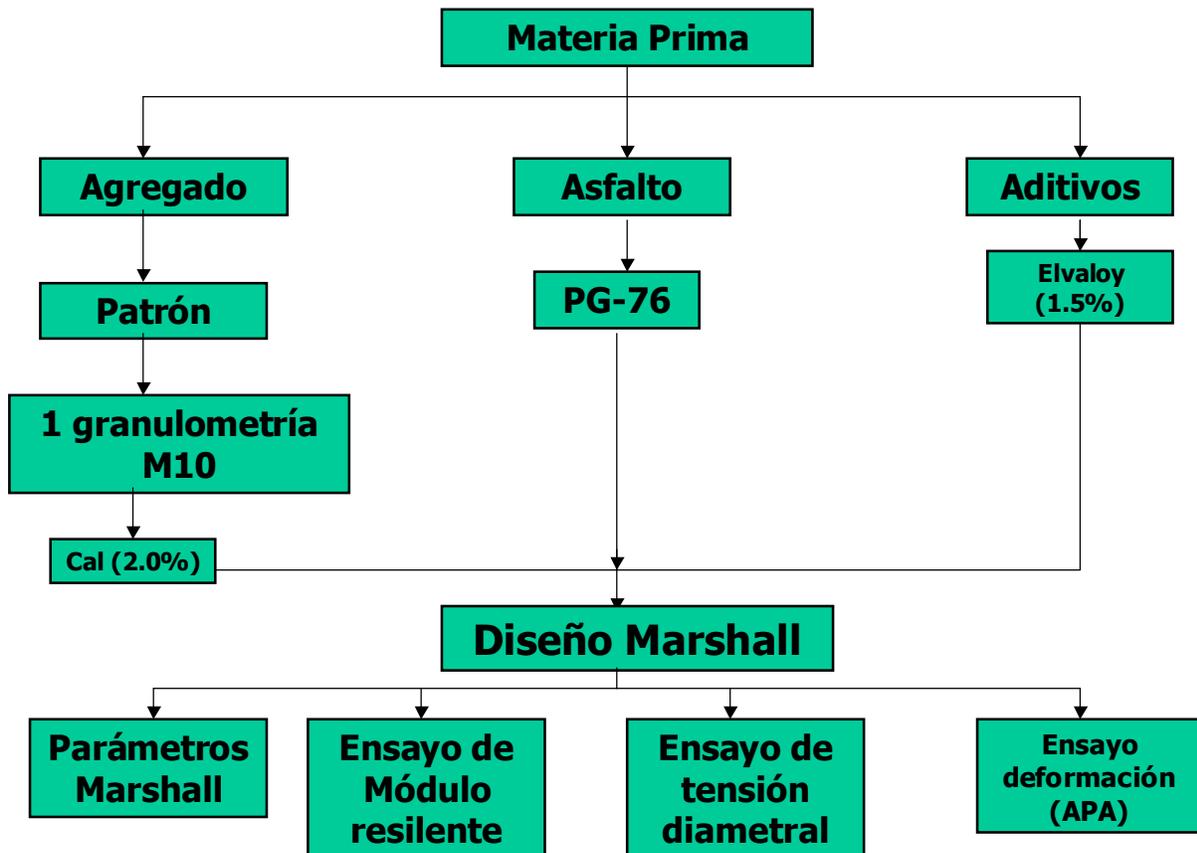
Tabla 7: Requisitos para el diseño de la mezcla.

<i>Ensayo / Característica</i>	<i>Requisito</i>
Dotación media	
Tipo M8	25 –40 kg/m ²
Tipo M10	35 –50 kg/m ²
Tipo F8	40 –75 kg/m ²
Tipo F10	50 –100 kg/m ²
% de asfalto	
Tipo M	≥5.0
Tipo F	≥5.5
Betún residual en riego de adherencia	
Tipo M Pavimento nuevo Pavimento antiguo	>0.25 >0.40
Tipo F Pavimento nuevo Pavimento antiguo	>0.20 >0.35
Dosificación para mezclas Tipo F	
Procedimiento Marshall (50golpes) Vacíos en la mezcla Estabilidad	Mínimo 4% Mínimo 75kN
Velocidad de deformación en el intervalo de 105 – 120min	12 - 15µm/min
Perdida de resistencia (ensayo de inmersión – compresión)	25%≥
Dosificación para mezclas Tipo M	
Procedimiento Cántabro Tipo de probeta No. Golpes por cara Pérdida por abrasión en seco (25C) Vacíos en la mezcla	Marshall 50 <15% ≥12%

Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos,
Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

2. Ubicación del avance del proyecto

Para ubicar el estado de avance del proyecto, a continuación se presenta el esquema experimental coloreado de forma que se muestra para cada actividad su avance particular. En verde se presentan las actividades que ya han sido concluídas, en amarillo las actividades que están en proceso, y en blanco las actividades que aún no se han ejecutado.



3. Caracterización de la materia prima

En este estudio se utilizó un solo tipo de agregado, proveniente del quebrador La Esmeralda en Guápiles y un solo tipo de ligante asfáltico, a saber AC-30 modificado con un polímero de tipo EGA al 1.5%, lo cual resultó en un PG-76-10.

3.1 Ligante asfáltico

En la Tabla No.1 se presenta la caracterización físico-química del asfalto utilizado sin modificar.

Tabla No. 8: Caracterización físico-química del ligante asfáltico virgen

ENSAYO	AASHTO	Resultado	NCR 248-1996		Unidades
			Especif.AASHTO	Especificación Nacional	
Punto de inflamación	T 48	277	min. 232	min. 232	°C
Penetración a 25°C	T 49	53	min. 50	min 50	(1/10 mm)
Viscosidad cinemática a 125°C	T 201	1016	-	-	cSt
Viscosidad cinemática a 135°C	T 201	527	min. 350	min. 350	cSt
Viscosidad cinemática a 145 °C	T 201	380	-	-	cSt
VISCOSIDAD ABSOLUTA a 60°C (original)	T 201	4097	2400-3600	2400-3600	Poise
VISCOSIDAD ABSOLUTA a 60°C (envejecido en RTFO)	T 201	9815	máx.12000	-	Poise
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO	T 44	99,93	min. 99,00	min. 99,00	%
GRAVEDAD ESPECIFICA A 25°C	T 228	1,033	-	-	-
PERDIDA EN PELULA DELGADA (RTFO)		0,81	-	máx 1,0	-
Indice de susceptibilidad térmica (VTS)	No norma AASHTO	3,44	-	3,30-3,90	-
Razón de viscosidades	No norma AASHTO	2,4	-	máx.3,0	-

El ligante asfáltico virgen utilizado clasifica como un AC-30.

En cuanto a los parámetros de pureza, seguridad, susceptibilidad al envejecimiento y susceptibilidad térmica, el único parámetro que incumple la especificación, es el de pérdida de masa por calentamiento en el horno rotatorio de película delgada (TFO).

En las Tablas No. 9, 10 y 11 se presenta la caracterización reológica del ligante.

Tabla No. 9: Caracterización reológica del ligante asfáltico virgen: Determinación del grado de desempeño superior

Ensayos de Determinación del grado de desempeño superior				
TEMP.	CONDICION ORIGINAL		CONDICION ENVEJECIDA EN RTFO (4)	
	Módulo de deformabilidad G* / sen δ (kPa)	ANGULO DE FASE	Módulo de deformabilidad G* / sen δ (kPa)	ANGULO DE FASE
58°C	5,270	79,8	13,290	73,8
70°C	1,310	84,0	3,130	79,5
82°C	0,370	86,6	0,86	83,1
Grado de desempeño	70		70	-

Tabla No. 10: Caracterización reológica del ligante asfáltico virgen: Determinación del grado de desempeño intermedio

Ensayos de Determinación del grado de desempeño intermedio		
TEMP.	CONDICION ENVEJECIDA EN RTFO + PAV	
	Módulo de fatiga G* sen δ (MPa)	ANGULO DE FASE
16°C	3,600	41,8
22°C	1,900	45,1
28°C	1,070	49,6
Grado de desempeño	13	-

Tabla No. 11: Grado de desempeño superior e intermedio del ligante asfáltico virgen

GRADO DE DESEMPEÑO	
Temperatura superior	70
Temperatura intermedia	13

Según los ensayos reológicos, el ligante clasifica, de acuerdo con la metodología SUPERPAVE para determinación del grado de desempeño, como un PG-64 (19), donde 64 representa la temperatura máxima de desempeño y 19 representa la temperatura intermedia de desempeño.

3.1.1 Ligante asfáltico modificado con Polímero tipo EGA

Para mejorar las propiedades del ligante asfáltico, éste se modificó con un polímero de tipo EGA (ver punto 2.3.1). En las tablas siguiente se presentan los resultados de caracterización del ligante modificado:

**Tabla No. 12: Caracterización reológica del ligante asfáltico modificado:
Determinación del grado de desempeño superior**

Ensayos de Determinación del grado de desempeño superior				
TEMPERATURA DE ENSAYO	CONDICION ORIGINAL		CONDICION ENVEJECIDA EN RTFO (4)	
	Módulo de deformabilidad $G^* / \text{sen } \delta$ (kPa)	ANGULO DE FASE	Módulo de deformabilidad $G^* / \text{sen } \delta$ (kPa)	ANGULO DE FASE
58°C	6,920	71,5	17,930	65,7
70°C	2,100	73,9	5,630	67,9
82°C	0,660	76,9	1,91	70,9
Grado de desempeño	76	-	76	-

**Tabla No. 13: Caracterización reológica del ligante asfáltico modificado:
Determinación del grado de desempeño intermedio**

Ensayos de determinación del grado de desempeño intermedio		
TEMPERATURA DE ENSAYO	CONDICION ENVEJECIDA EN RTFO + PAV	
	Módulo de fatiga $G^* \text{ sen } \delta$ (MPa)	ANGULO DE FASE
16°C	2,768	41,8
22°C	1,535	44,6
28°C	0,880	48,2
Grado de desempeño	13	-

Tabla No. 14: Grado de desempeño superior e intermedio del ligante asfáltico modificado con Polímero tipo EGA al 1.5%

GRADO DE DESEMPEÑO	
Temperatura superior	76
Temperatura intermedia	13

Finalmente, se debe especificar que al viscosidad absoluta a 60 °C del asfalto modificado es de 5369 poises y la viscosidad del residuo envejecido en el horno de película delgada vertical es de 13337 poises.

3.2 Agregado

El agregado utilizado proviene de la región de Guápiles. En la Tabla No.15 se presenta la caracterización del agregado.

Tabla No. 15: Caracterización del agregado patrón .

Ensayo	Valor	Requerimientos	
		Especificación mínima	Especificación máxima
Agregado grueso			
Gbs	2.62	-	-
Absorción (%)	1.7	-	-
Abrasión tipo A (%)	19.1	-	20
Caras fracturadas (1 cara)	86	100	-
Partículas planas y elongadas			
Menor que -3 a 1	6.9	-	-
Menor que -5 a 1	0.9	-	-
Agregado fino			
Gbs	2.64	-	-
Absorción (%)	2.0	-	-
Índice de plasticidad (%)	NP	-	-
Vacios no compactados (%)	36.6	-	-
Equivalente de arena (%)	96	50	-
Disgregabilidad en sulfato de sodio (%)	5.65	-	-

El ensayo de caras fracturadas no se cumple.

3.2.1 Coeficientes de pulimento acelerado

Basados en las normas NLT 174-93 *Pulimeto acelerado de los áridos*, NLT-175-88 *Coeficiente de resistencia al deslizamiento con el péndulo del TRRL*, AASHTO T279-91 *Accelerated polishing of aggregates using the British wheel* y la AASHTO T278-90 *Surface frictional properties using the British Pendulum tester*, se determinó para la fuente utilizada en este estudio el coeficiente de pulimento.

En la Tabla No.4 se muestran la ubicación en Coordenadas Lambert, la fuente y el tipo de tajo del cual se obtiene el material utilizado en el estudio.

Tabla No. 16: Ubicación y características generales de la fuente

Región	Fuente	Ubicación	Tipo de tajo
Guápiles	Río Costa Rica	5521 E 2459 N	Depósito aluvial de origen ígneo

En la Tabla No.5 se presentan los resultados de pulimento obtenidos para esta fuente.

Tabla No. 17: Coeficiente de pulimento acelerado

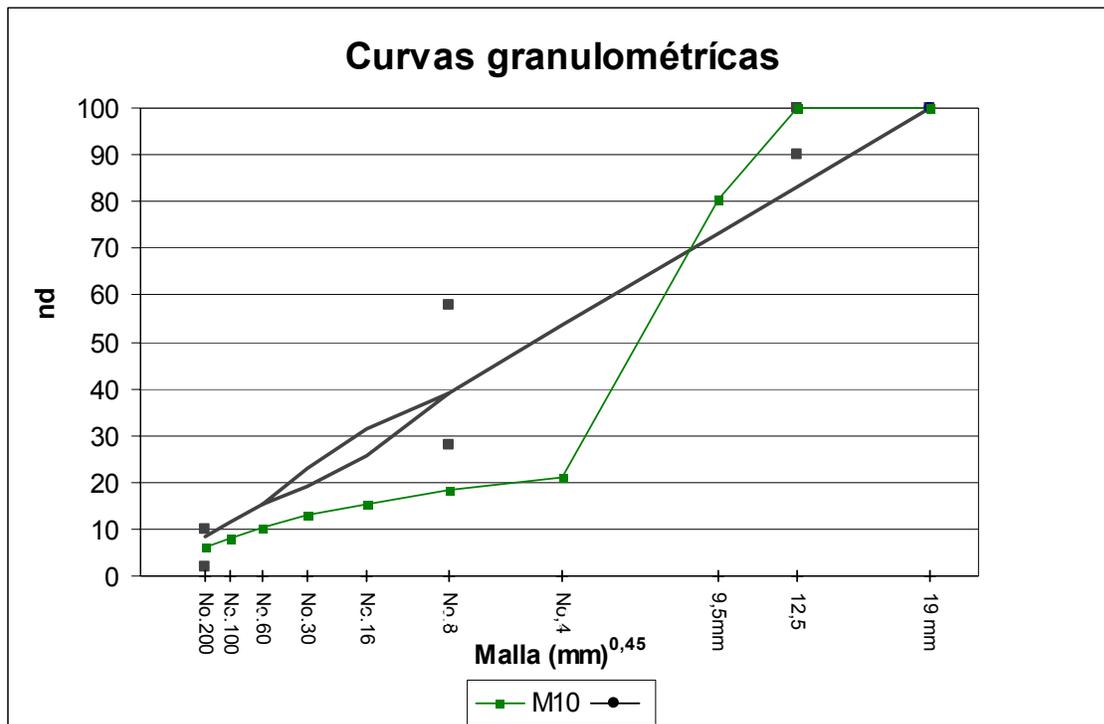
Fuente	n	Fricción inicial		Fricción final (PSV)	
		Promedio	Desv. Est	Promedio	Desv. Est
Río Costa Rica	6	0.71	0.06	0.64	0.05

3.3 Granulometría

La figura No.2 ilustra la granulometría M10:

Tabla No. 2: Curva granulométrica empleada

Malla	Malla	Abert.	Granulometría M10	Especificación	Especificación
19,00	0,75	3,76	100	100	100
12,5	1/2	3,12	100	100	100
9,5	3/8	2,75	81	70	91
4,75	No.4	2,02	21	15	28
2,36	No.8	1,47	18	12	25
1,18	No.16	1,08	15	10	21
0,6	No.30	0,79	13	9	18
0,3	No.50	0,58	10	7	13
0,15	No.100	0,43	8	6	10
0,075	No.200	0,31	6	5,0	8,0



Fuente: Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de pavimentos, Dr. Rodrigo Miró, Universidad Politécnica de Cataluña

Figura No. 2: Granulometría de microaglomerado del tipo máximo M10

4. Resultados de ensayo

4.1 Análisis del microaglomerado tipo M10 sin cal

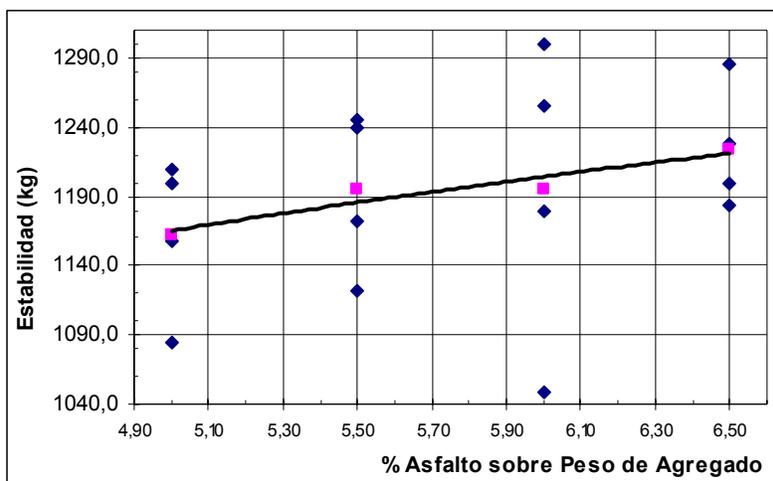
Esta fue la primera etapa de la investigación en la cual se analizó la granulometría indicada, con el asfalto modificado con Polímero tipo EGA, pero sin añadir cal.

El objetivo de esta primera etapa fue iniciar la caracterización de las propiedades del microaglomerado.

El diseño de mezcla se ejecutó utilizando el método Marshall con 50 golpes por cara. El contenido de vacíos buscado fue de $9.0 \pm 1.0\%$, por lo tanto, se analizaron 3 puntos diferentes de contenido de asfalto: 6.5%, 7.0% y 7.5%.

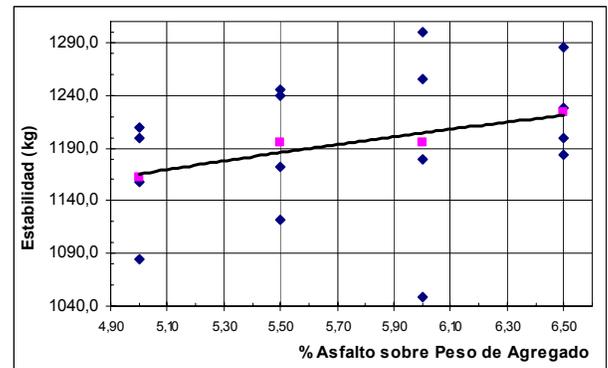
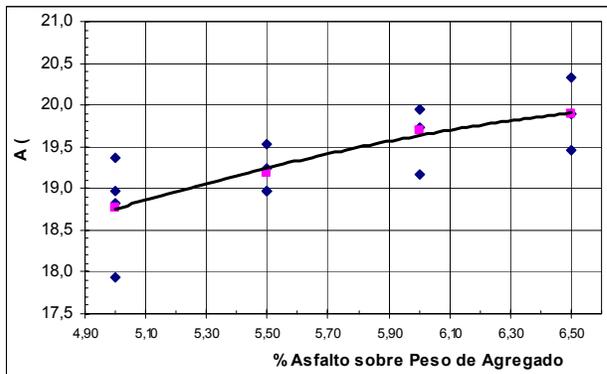
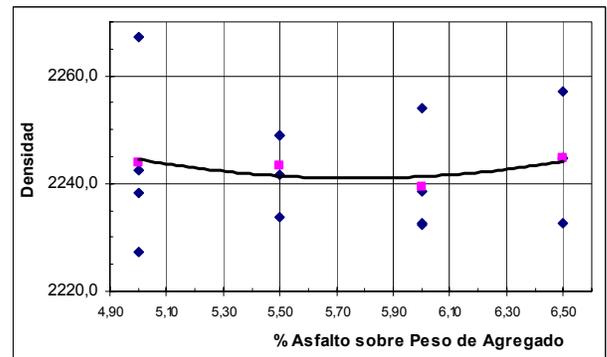
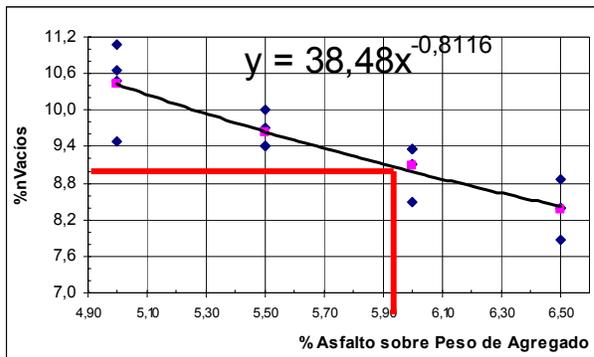
Los resultados de dicho diseño se indican a continuación.

Gráfico No. 1: Curva de estabilidad respecto del contenido de asfalto. Microaglomerado tipo M10.



Los resultados de los otros parámetros del diseño se indican a continuación.

Gráfico No. 1: Curvas de diseño para el parámetro de vacíos de aire. Microaglomerado sin cal.



El gráfico de vacíos en el agregado mineral (VAM) se incluye a modo de ilustración, debido a que no están normados dentro de la metodología de diseño para microaglomerados.

De los gráficos anteriores se desprende que hay cumplimiento de la condición básica de que el porcentaje de vacíos debe ser superior al 4.0%. Además, los porcentaje de asfalto obtenido se encuentran dentro de un rango común para nuestro medio.

Para el 9.0% de vacíos se requiere de un 6.0% de asfalto sobre agregado.

También se efectuaron ensayos en la “Pista de Ensayo de Laboratorio”, para determinar la resistencia ante la deformación permanente. Este dispositivo de ensayo

Tabla No. 20: Resultados de ensayo en la Pista a Escala de Laboratorio

Deformación en pista de ensayo de laboratorio, diseño M10 sin cal			
	Muestra No. 1	Muestra No. 2	Muestra No. 3
% Vacíos de diseño	9,0	9,0	9,0
% Asfalto	6,0	6,0	6,0
Deformación (mm)	2,3	2,1	2,9
Deformación condicionada (mm)	2,3	1,8	2,4
Vacíos espec. sin condicionar	8,7	8,7	9,0
Vacíos espec. condicionados	9,1	8,9	8,8

Como se observa en la tabla anterior, para un 9.0% de vacíos la deformación permanente es de 2.4 mm, valor muy inferior a las deformaciones típicas encontradas en las mezclas densas típicas producidas en el país (valores de deformación superiores a 3 mm). En el caso de los especímenes condicionados el resultado es de 2.2 mm.

Adicionalmente se efectuaron ensayos de durabilidad a la mezcla asfáltica construida con el contenido óptimo de asfalto. Los resultados se indican en la siguientes tablas.

Cabe destacar que los ensayos de resistencia al efecto del agua se hicieron para un contenido de vacíos entre $11 \pm 1\%$.

Tabla No. 21: Resultados de ensayo de resistencia retenida a la compresión uniaxial. Diseño M10 sin cal.

Resistencia retenida a la compresión uniaxial			
Especímen Número	Resistencia 0 h MPa	Resistencia 24 h MPa	Resistencia retenida
1	2,2	2,3	104%
2	2,2	2,3	
3	2,4	2,4	
4	2,4	2,5	
Promedio	2,3	2,4	
Desv. Estandar	0,1	0,1	
Porcentaje de vacíos de ensayo: 11,5			

Tabla No. 22: Resultados de ensayo de resistencia retenida a la tensión indirecta. Diseño M10 sin cal.

Resistencia retenida a la tensión diametral			
Especimen Número	Resistencia 0 h Pa	Resistencia 24 h Pa	Resistencia retenida
1	815	740	97%
2	729	761	
3	781	838	
4	797	703	
5	779	730	
Promedio	780	754	
Desv. Estandar	32	51	
Porcentaje de vacíos de ensayo: 10,7			

De las dos tablas anteriores se concluye que hay cumplimiento de las especificaciones de durabilidad para esta mezcla. En ambos ensayos el margen de diferencia con el límite inferior de la especificación es importante.

Tabla No. 25: Resultados de ensayo de Módulo resiliente a la tensión indirecta a la tensión indirecta. Diseño M10 sin cal. Especímenes sin condicionar

Módulo resiliente a la tracción indirecta,SC			
Especimen	Vacíos	Módulo a 1000 N (MPa)	Módulo a 2000 N (MPa)
1	9,4	2815	2447
2	8,9	3268	2689
3	8,7	3758	3196
4	9,0	3380	2827
5	8,9	3830	3404
6	8,7	3188	2815
7	8,6	3175	2687
8	8,8	3585	3372
9	8,6	3641	3052
10	8,8	3411	3009
11	9,0	2851	2524
12	8,9	4086	3741
Promedio	8,9	3416	2980
Desv. Estándar	0,2	385	391

Tabla No. 25: Resultados de ensayo de Módulo resiliente a la tensión indirecta a la tensión indirecta. Diseño M10 sin cal. Especímenes condicionados

Módulo resiliente a la tracción indirecta, cond.			
Especimen	Vacíos	Módulo a 1000 N (MPa)	Módulo a 2000 N (MPa)
1	8,6	3151	2591
2	8,8	3375	2869
3	8,6	3180	2826
4	8,8	3169	2602
5	9,0	2817	2422
6	8,9	3969	3524
Promedio	8,8	3277	2806
Desv. Estándar	0,2	384	389

Según los datos anteriores, se determina que el valor del Módulo Resiliente Retenido por la mezcla es 95% para la carga de 1000 N y 96% cuando se aplica una carga de 2000 N.

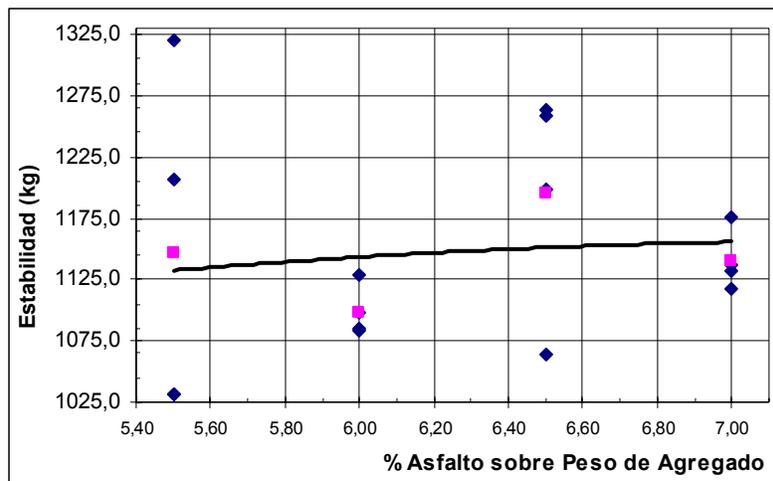
4.2 Análisis del microaglomerado tipo M10 con un 2% de cal

En este caso se mantiene el asfalto modificado con Polímero tipo EGA, pero a la granulometría se le añadió un 2%, que sustituye esa cantidad de material que pasa la malla No. 200. La forma en que se añadió la cal a la granulometría en el laboratorio fue por vía húmeda.

El diseño de mezcla se ejecutó utilizando el método Marshall con 50 golpes por cara. El contenido de vacíos buscado fue de $9.0 \pm 1.0\%$, por lo tanto, se analizaron 3 puntos diferentes de contenido de asfalto.

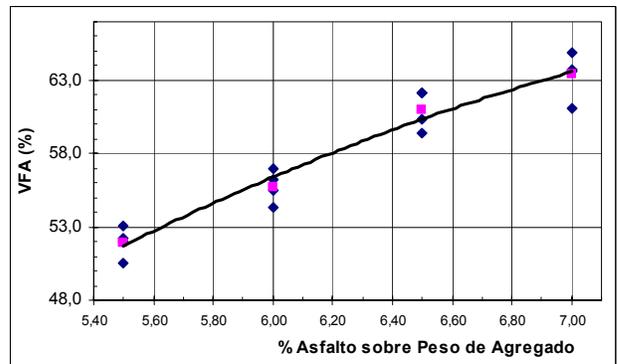
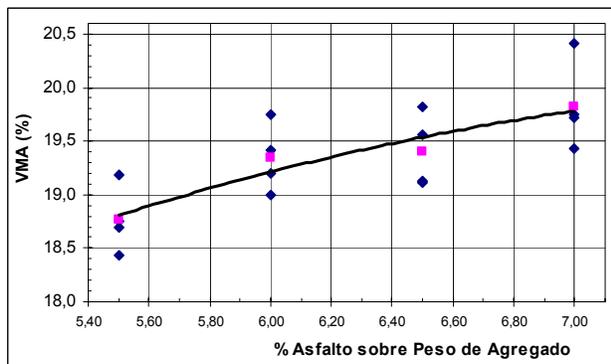
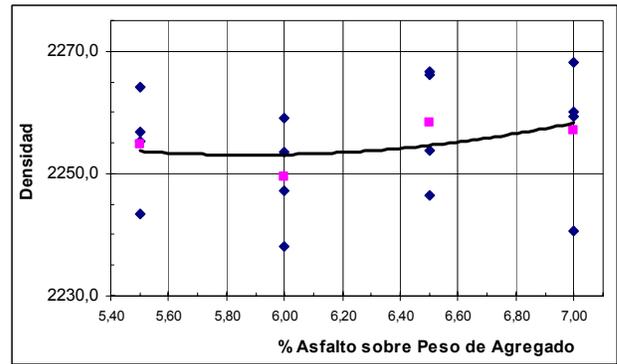
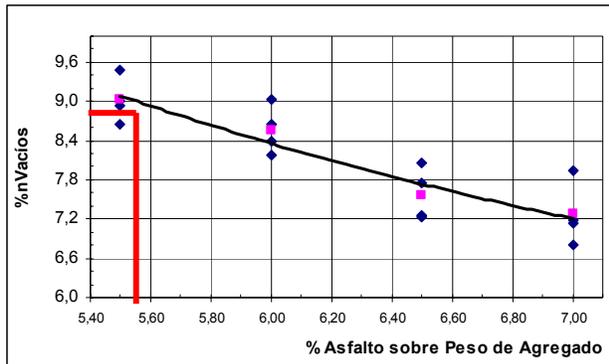
El gráfico No.2 muestra la curva de variación de la estabilidad respecto del contenido de asfalto.

Gráfico No. 1: Curva de estabilidad respecto del contenido de asfalto. Microaglomerado modificado con cal al 2.0%.



Los resultados de los otros parámetros del diseño se indican a continuación.

Gráfico No. 2: Curvas de diseño para el parámetro de vacíos de aire. Microaglomerado con 2% de cal.



Los gráficos de vacíos en el agregado mineral (VAM) y vacíos llenos con asfalto se incluyen a modo de ilustración, debido a que no están normados dentro de la metodología de diseño para microaglomerados.

De los gráficos anteriores se desprende que hay cumplimiento de la condición básica de que el porcentaje de vacíos debe ser superior al 4.0%. Además, los porcentaje de asfalto obtenidos se encuentran dentro de un rango común para nuestro medio.

Para el 9.0% de vacíos se requiere de un 5.5% de asfalto sobre agregado.

También se efectuaron ensayos en la "Pista de Ensayo de Laboratorio (APA) o pista de ensayo de laboratorio, para determinar la resistencia ante la deformación permanente. Este dispositivo de ensayo

Tabla No. 23: Resultados de ensayo en el Pista a escala de laboratorio

Deformación en pista de ensayo de laboratorio, diseño M10 con cal			
	Muestra No. 1	Muestra No. 2	Muestra No. 3
% Vacíos de diseño	9,0	9,0	9,0
% Asfalto	5,5	5,5	5,5
Deformación (mm)	2,1	1,9	1,6
Deformación condicionada (mm)	1,9	2,0	1,8
Vacíos espec. sin condicionar	9,2	9,4	9,5
Vacíos espec. condicionados	9,2	9,4	9,5

Como se observa en la tabla anterior, para un 9.0% de vacíos la deformación permanente es de 1.9 mm.

Adicionalmente se efectuaron ensayos de durabilidad a la mezcla asfáltica construida con el contenido óptimo de asfalto. Los resultados se indican en la siguientes tablas.

Tabla No. 24: Resultados de ensayo de resistencia retenida a la compresión uniaxial. Diseño M10 con 2.0% cal.

Resistencia retenida a la compresión uniaxial			
Especímen Número	Resistencia 0 h MPa	Resistencia 24 h MPa	Resistencia retenida
1	2,6	2,3	93%
2	2,5	2,3	
3	2,7	2,5	
4	2,6	2,6	
Promedio	2,6	2,4	
Desv. Estandar	0,1	0,2	
Porcentaje de vacíos de ensayo: 12,0			

Tabla No. 25: Resultados de ensayo de resistencia retenida a la tensión indirecta. Diseño M10 con cal.

Resistencia retenida a la tensión diametral			
Especímen Número	Resistencia 0 h Pa	Resistencia 24 h Pa	Resistencia retenida
1	769	744	89%
2	818	832	
3	767	770	
4	959	740	
Promedio	868	771	
Desv. Estandar	88	43	
Porcentaje de vacíos de ensayo: 10,7			

De las dos tablas anteriores se concluye que hay cumplimiento de las especificaciones de durabilidad para esta mezcla. En ambos ensayos el margen de diferencia con el límite inferior de la especificación es sustancialmente mayor.

Tabla No. 25: Resultados de ensayo de Módulo resiliente a la tensión indirecta a la tensión indirecta. Diseño M10 con cal. Especímenes sin condicionar

Módulo resiliente a la tracción indirecta			
Especimen	Vacíos	Módulo a 1000 N (MPa)	Módulo a 2000 N (MPa)
1	9,0	3075	2675
2	9,4	3569	3285
3	9,3	3427	3142
4	9,4	3707	3242
5	9,1	3890	3324
6	9,8	3747	3384
7	9,2	3998	3452
8	9,5	3483	3135
9	9,7	3493	3001
10	9,8	3271	2769
11	9,4	3909	3434
12	10,1	3590	3067
Promedio	9,5	3597	3159
Desv. Estándar	0,3	272	249

Tabla No. 25: Resultados de ensayo de Módulo resiliente a la tensión indirecta a la tensión indirecta. Diseño M10 con cal. Especímenes condicionados

Módulo resiliente a la tracción indirecta, cond.			
Especimen	Vacíos	Módulo a 1000 N (MPa)	Módulo a 2000 N (MPa)
1	9,2	3439	2937
2	9,5	3380	2962
3	9,7	3153	2793
4	9,8	2945	2516
5	9,4	3904	3495
6	10,1	3039	2668
Promedio	9,6	3310	2895
Desv. Estándar	0,3	348	338

De las tablas anteriores, se obtiene el valor del módulo resiliente retenido por la mezcla es 92% en ambas cargas aplicadas.

4.3 Comparación entre resultados obtenidos en microaglomerado sin cal y con 2.0% de cal

Con el fin de efectuar comparaciones entre los resultados de microaglomerados presentados, se presentan las siguientes tablas de comparación:

Tabla No. 26: Comparación de contenido de asfalto obtenido entre el microaglomerado sin cal y con 2.0% de cal.

Comparación de resultados entre diseños		
% Vacíos de diseño	M10	2% CAL
	% Asfalto	% Asfalto
9,0	6,0	5,0

Tabla No. 27: Comparación de resultados del ensayo de deformación permanente entre el microaglomerado sin cal y con 2.0% de cal.

Comparación de resultados entre diseños			
% Vacíos de diseño	Estado	Sin cal	2% CAL
		Deformación (mm)	Deformación (mm)
9,0	Sin cond.	2,4	1,9
9,0	Condicionado	2,2	1,9

De la tabla anterior se puede concluir que en el caso de 9.0% de contenido de vacíos, la deformación permanente para el microaglomerado con cal fue menor.

Tabla No. 28: Comparación de resultados del ensayo de durabilidad entre el microaglomerado sin cal y con 2.0% de cal.

	RR. Compresión	RR. TD.	RR. Módulo 1	RR. Módulo 2
Sin cal	104	93	96	92
Con cal	97	93	94	91

Donde RR: Resistencia retenida

4.4 Diseño SUPERPAVE de granulometría M10 sin cal.

La tabla No. 29 indica un resumen del resultado del diseño de mezcla SUPERPAVE efectuado:

Tabla No. 29: Resultados de diseño SUPERPAVE para granulometría M10 sin cal

Propiedad	Resultados		
	5% PTA	5.5 PTA	6.0 PTA
Porcentaje de asfalto (PTM)	4.8	5.2	5.7
Porcentaje de vacíos	10.4	9.0	8.8
Razón polvo/asfalto	2.0	1.6	1.6
G _{mm}	2.500	2.462	2.462
G _{mb}	2.240	2.245	2.245
%G _{mm} @ N _{ini}	79.3	80.7	80.7
%G _{mm} @ N _{des}	89.6	91.2	91.2
G _{se}	2.692	2.287	2.688
G _b	1.029	1.029	1.029
G _{sb}	2.614	2.614	2.614

Para el 9.0% de vacíos se requiere de un 5.5% de asfalto sobre agregado.

La normativa SUPERPAVE exige para mezclas con tamaño máximo de 12.5 mm, un valor máximo de porcentaje de compactación inicial de 89%, y un valor máximo de compactación de diseño de 96%.

También se efectuaron ensayos en la “Pista de Ensayo de Georgia” (APA) o pista de ensayo de laboratorio, para determinar la resistencia ante la deformación permanente. Este dispositivo de ensayo

Tabla No. 30: Resultados de ensayo en la Pista de Ensayo de Laboratorio

Deformación en pista de ensayo de laboratorio, diseño M10			
	Muestra No. 1	Muestra No. 2	Muestra No. 3
% Vacíos de diseño	9,0	9,0	9,0
% Asfalto	5,5	5,5	5,5
Deformación (mm)	2,6	2,2	2,7
Vacíos espec. sin condicionar	8,9	9,1	9,0

El promedio de deformación permanente en milímetros en este caso, es de 2.5 mm.

5. Comparación entre resultados entre todas las granulometrías analizadas

A partir de este inciso, se presenta una comparación de los resultados obtenidos en la Fase 1 y 2 del proyecto de microaglomerados discontinuos en caliente, en la experiencia costarricense.

5.1 Comparación entre curvas granulométricas

Tabla No. 3: Comparación entre granulometrías analizadas

Malla	Malla	F8	F10	M10
0,75	19 mm	100	100	100
1/2	12,5 mm	100	100	100
3/8	9,5 mm	96	81	81
No.4	4,75 mm	32	32	21
No.8	2,36 mm	27	27	18
No.16	1,18 mm	22	22	15
No.30	0,6 mm	19	18	13
No.50	0,3 mm	14	14	10
No.100	0,15 mm	11	11	8
No.200	0,075 mm	8	8	6

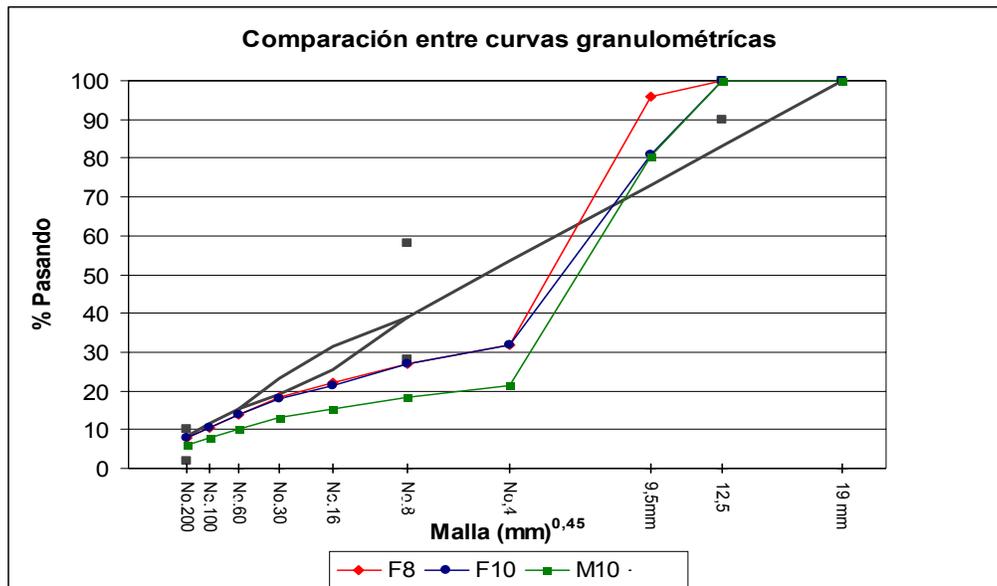


Figura No. 2: Comparación entre granulometrías estudiadas

5.2 Comparación entre contenidos de asfalto

Comparación entre los contenido de asfalto para cada granulometría

			Contenido de asfalto		
			Granulometría		
	Fuente		F8	F10	M10
			% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0
Diseño Marshall	Guápiles	Sin cal	6,7	5,7	
		Con cal	6,6		
	San Gerónimo	Sin cal	5,5	5,0	
	Guápiles	Sin cal			6,0
		Con cal			5,5
	Diseño SUPERPAVE	Guápiles	Sin Cal		

Comparación entre contenidos de asfalto obtenidos Microaglomerados discontinuos en caliente

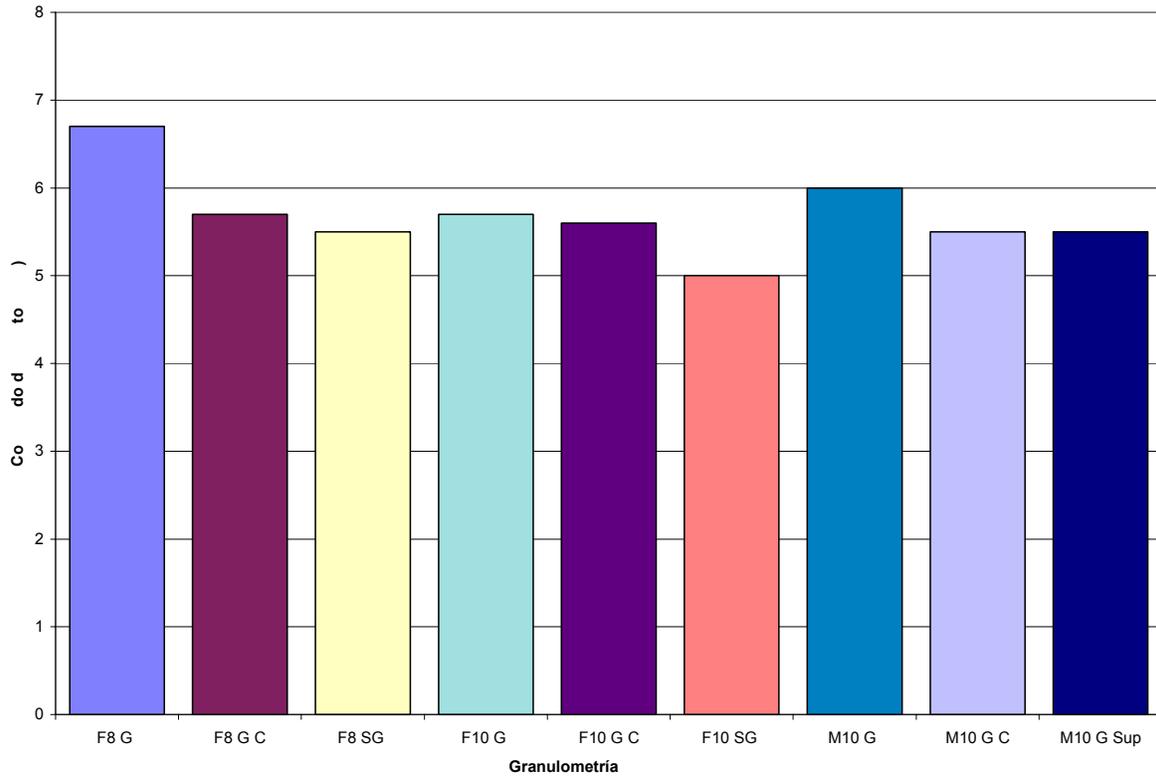


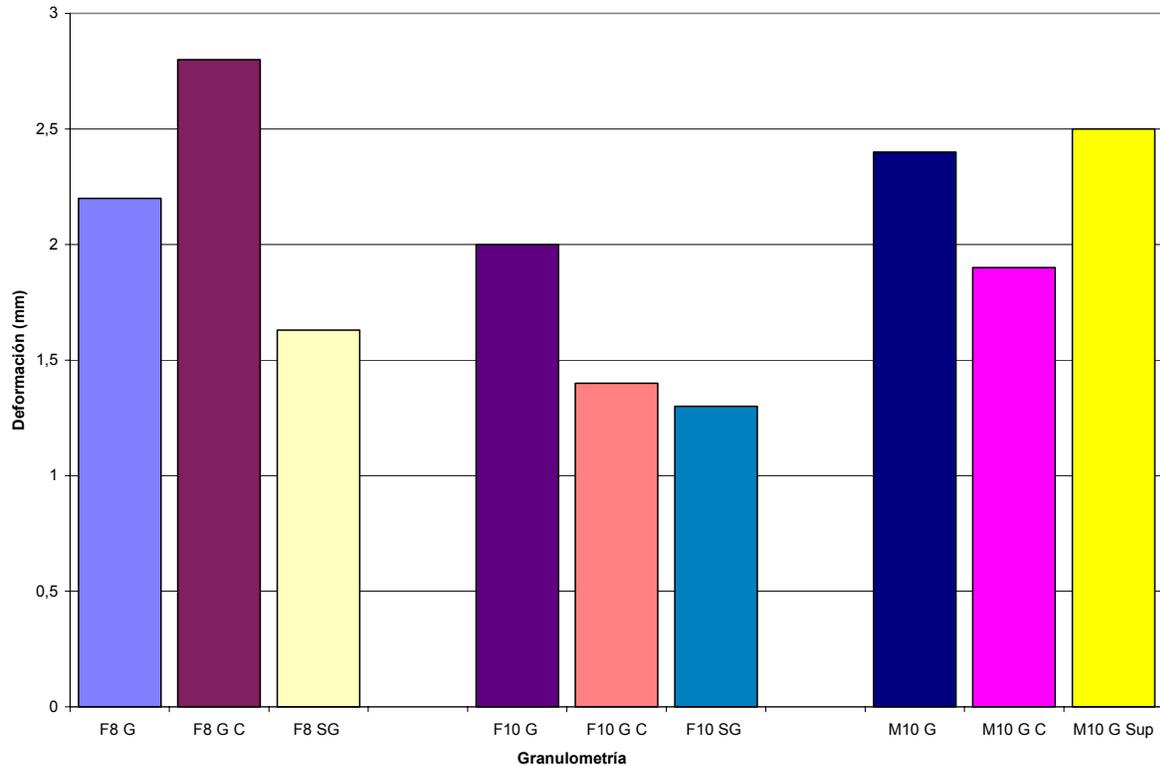
Figura No. 2: Comparación entre granulometrías estudiadas

5.3 Comparación entre deformación permanente

5.3.1 Comparación entre resultados del ensayo de deformación permanente en la pista de ensayo de laboratorio. Especímenes sin condicionar.

		Deformación permanente (mm)			
		Granulometría			
		F8	F10	M10	
Diseño Marshall	Fuente		% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0
		Guápiles	Sin cal	2,2	2,0
		Con cal	2,8	1,4	1,9
	San Gerónimo	Sin cal	1,63	1,3	-
Diseño SUPERPAVE	Guápiles	Sin Cal	-	-	2,5

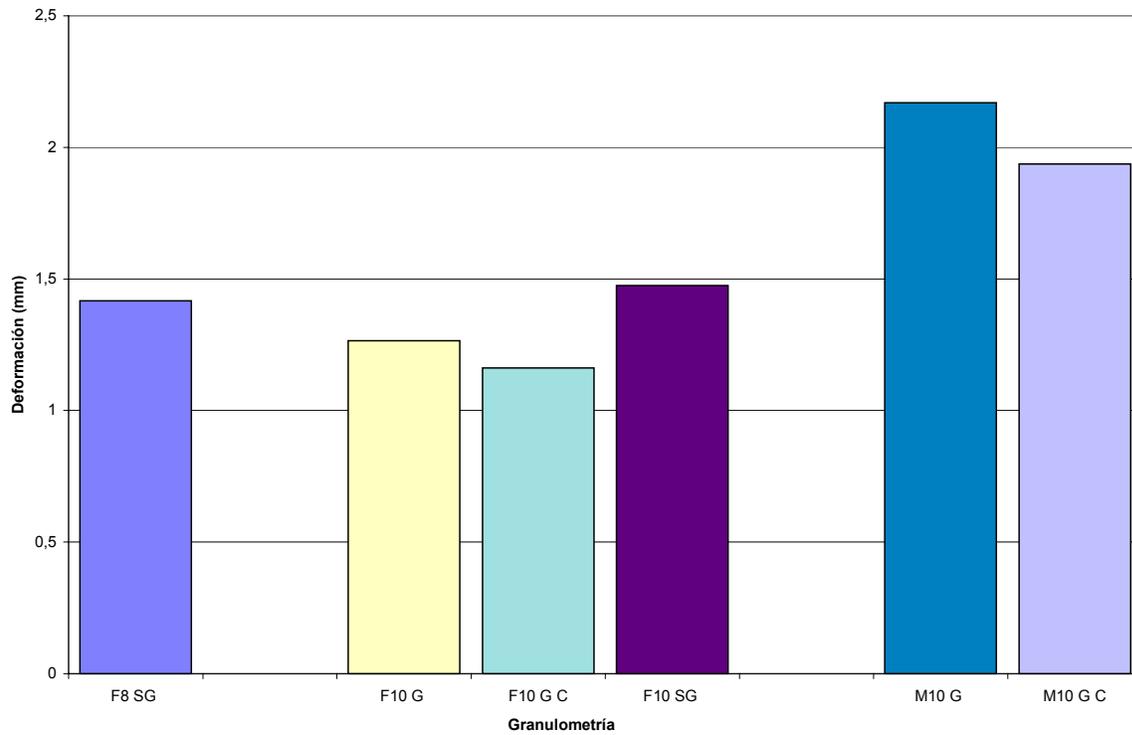
Comparación entre deformación permanente en la pista de ensayo de laboratorio
Microaglomerados discontinuos en caliente



5.3.2 Comparación entre resultados del ensayo de deformación permanente en la pista de ensayo de laboratorio. Especímenes condicionados.

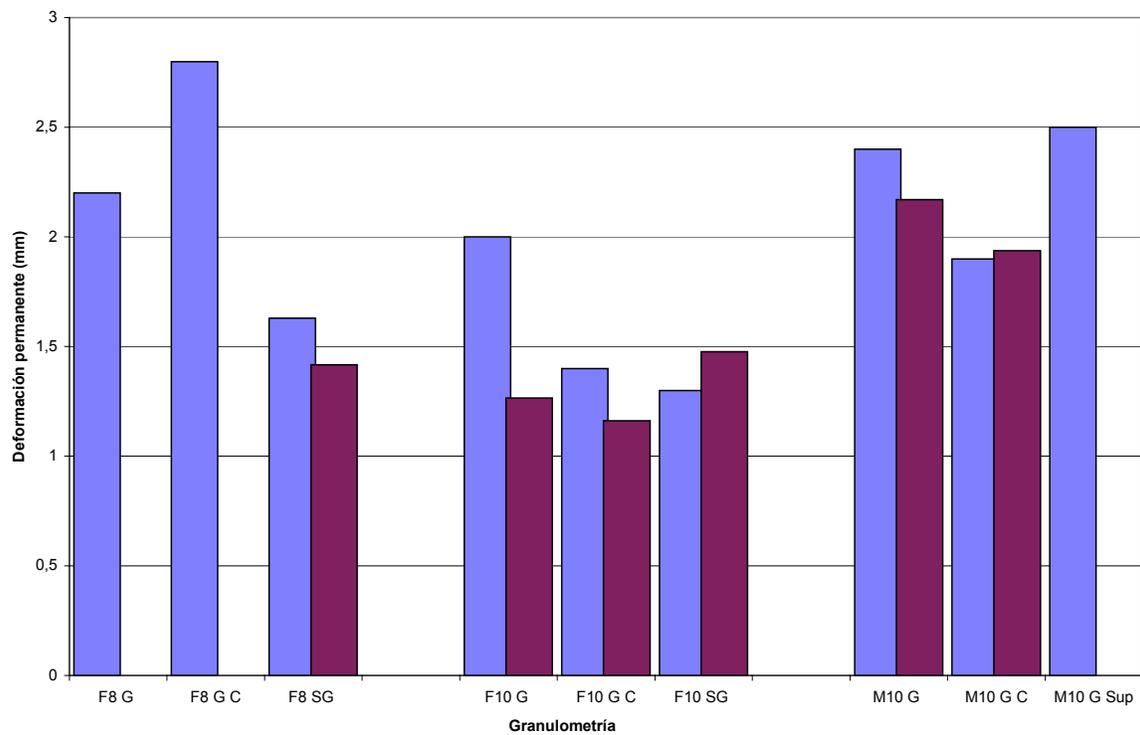
		Deformación permanente (mm). Especímenes condicionados			
		Granulometría			
		F8	F10	M10	
Diseño Marshall	Fuente		% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0
	Guápiles	Sin cal		1,266	2,170
		Con cal		1,162	1,937
	San Gerónimo	Sin cal	1,417	1,476	-

**Comparación entre deformación permanente en la pista de ensayo de laboratorio. Especímenes condicionados
Microaglomerados discontinuos en caliente**



5.3.3 Comparación entre resultados del ensayo de deformación permanente en la pista de ensayo de laboratorio. Especímenes condicionados y sin condicionar.

Comparación entre la deformación permanente condicionada y sin condicionar.
Microaglomerados discontinuos en caliente

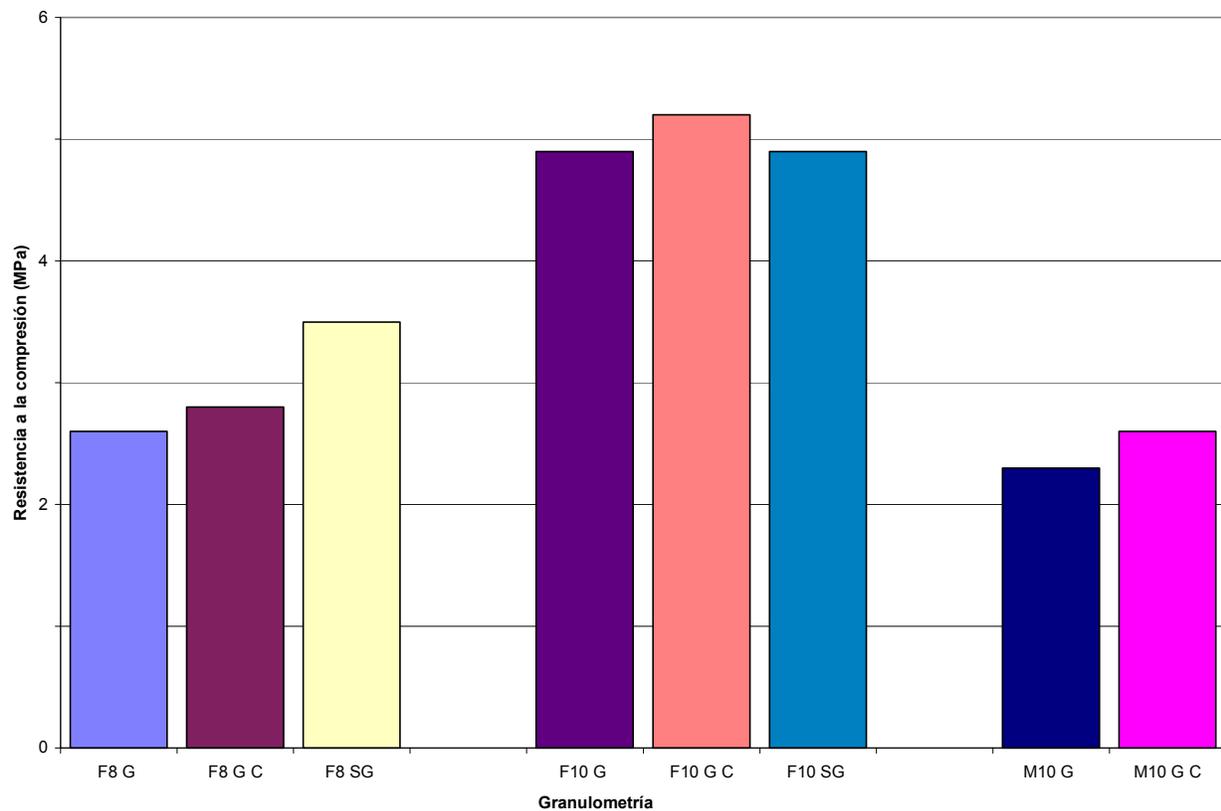


5.4 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la compresión uniaxial

5.4.1 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la compresión uniaxial sin condicionar

			Resistencia (MPa) Especímenes sin condicionar			
			Granulometría			
Diseño Marshall	Fuente		F8	F10	M10	
			% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0	
	Guápiles	Sin cal		2,6	4,9	2,3
		Con cal		2,8	5,2	2,6
San Gerónimo	Sin cal		3,5	4,9	-	

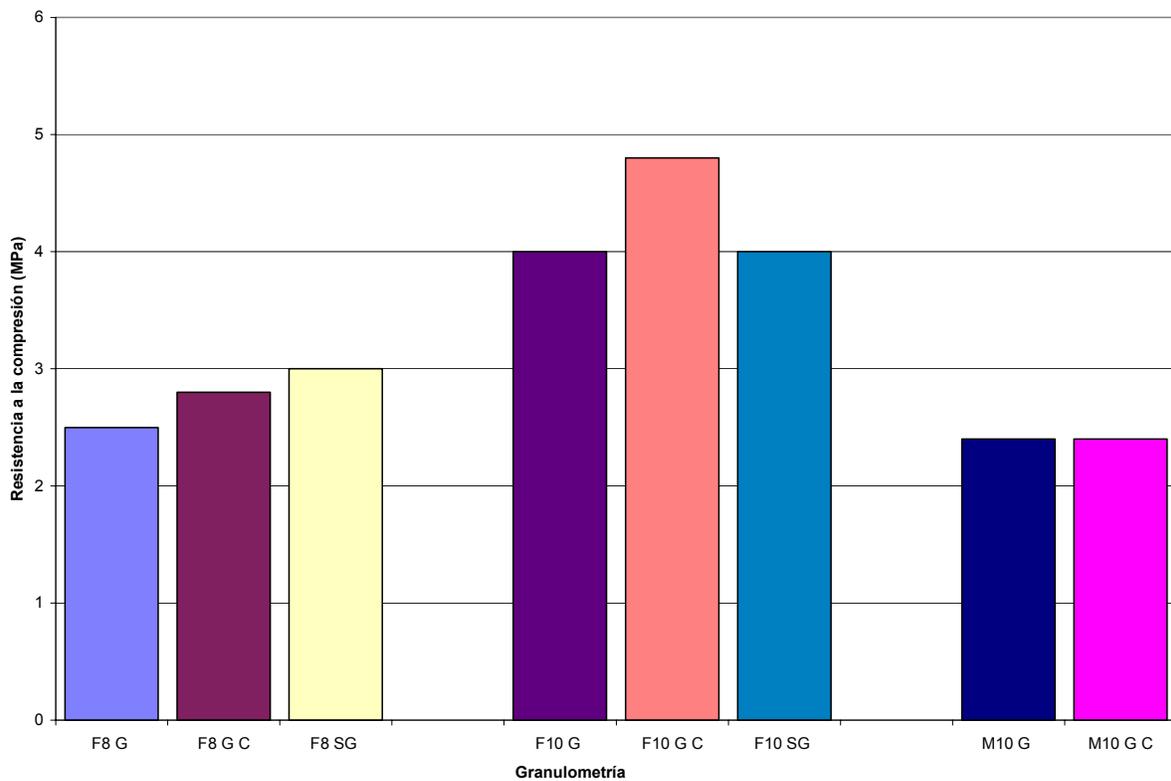
Comparación entre resistencia a la compresión sin condicionar
Microaglomerados discontinuos en caliente



5.4.2 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la compresión uniaxial condicionada

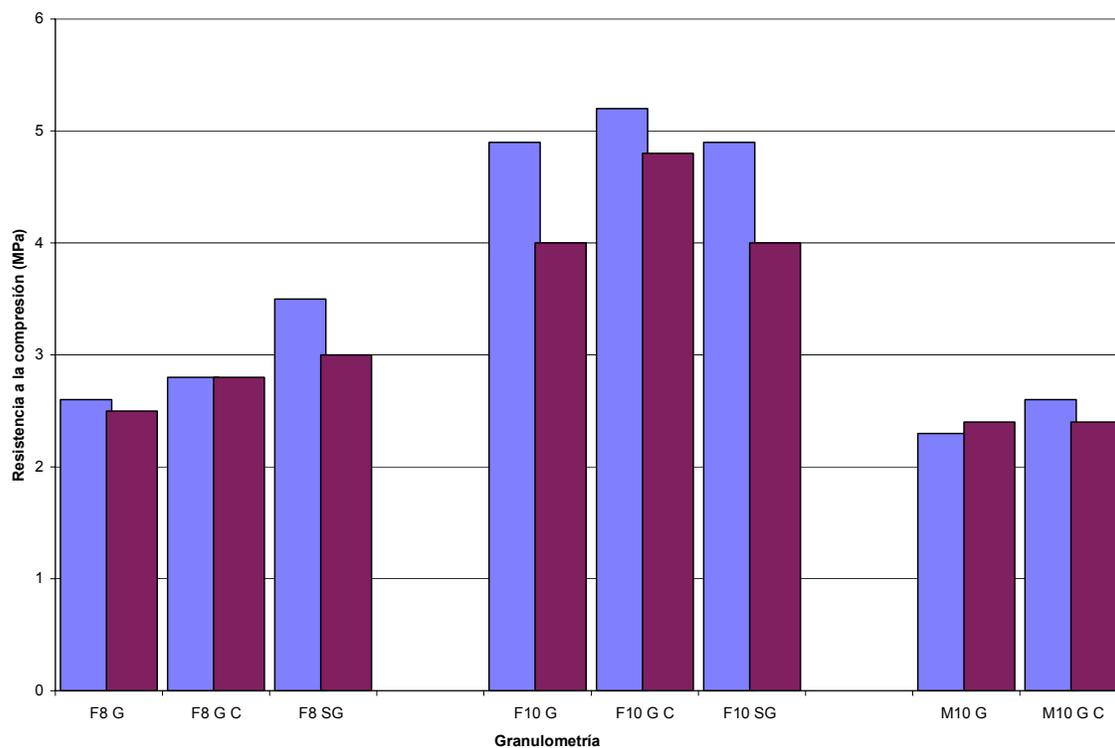
			Resistencia (MPa) Especímenes sin condicionar		
			Granulometría		
Diseño Marshall	Fuente		F8	F10	M10
			% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0
	Guápiles	Sin cal	2,5	4,0	2,4
	Con cal	2,8	4,8	2,4	
San Gerónimo	Sin cal	3,0	4,0	-	

Comparación entre resistencia a la compresión, especímenes condicionados
Microaglomerados discontinuos en caliente



5.4.3 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la compresión uniaxial. Resultados condicionados y sin condicionar

Comparación entre resistencia a la compresión, especímenes condicionados y sin condicionar
Microaglomerados discontinuos en caliente

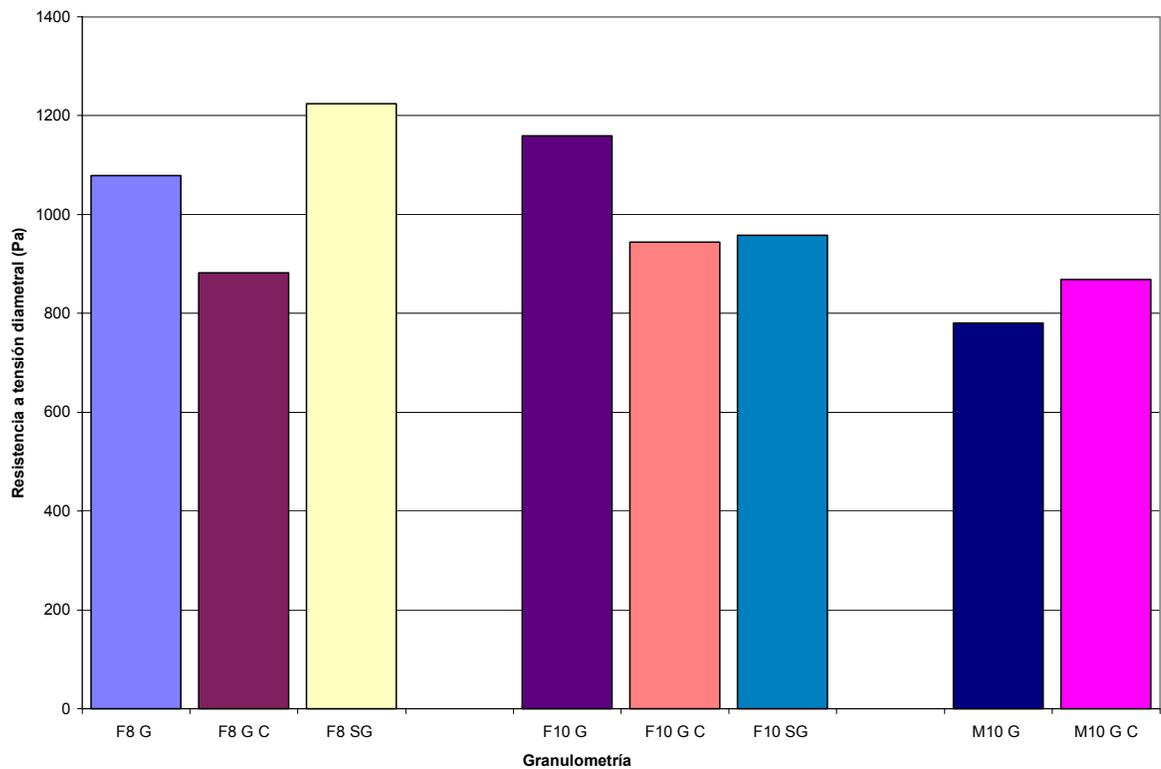


5.5 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la tensión diametral

5.5.1 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la tensión diametral, especímenes sin condicionar

Diseño Marshall		Resistencia (Pa) Especímenes sin condicionar			
		Granulometría			
			F8	F10	M10
		% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0	
Fuente	Guápiles	1079	1159	780	
		Con cal	882	944	
	San Gerónimo	Sin cal	1224	958	
				-	

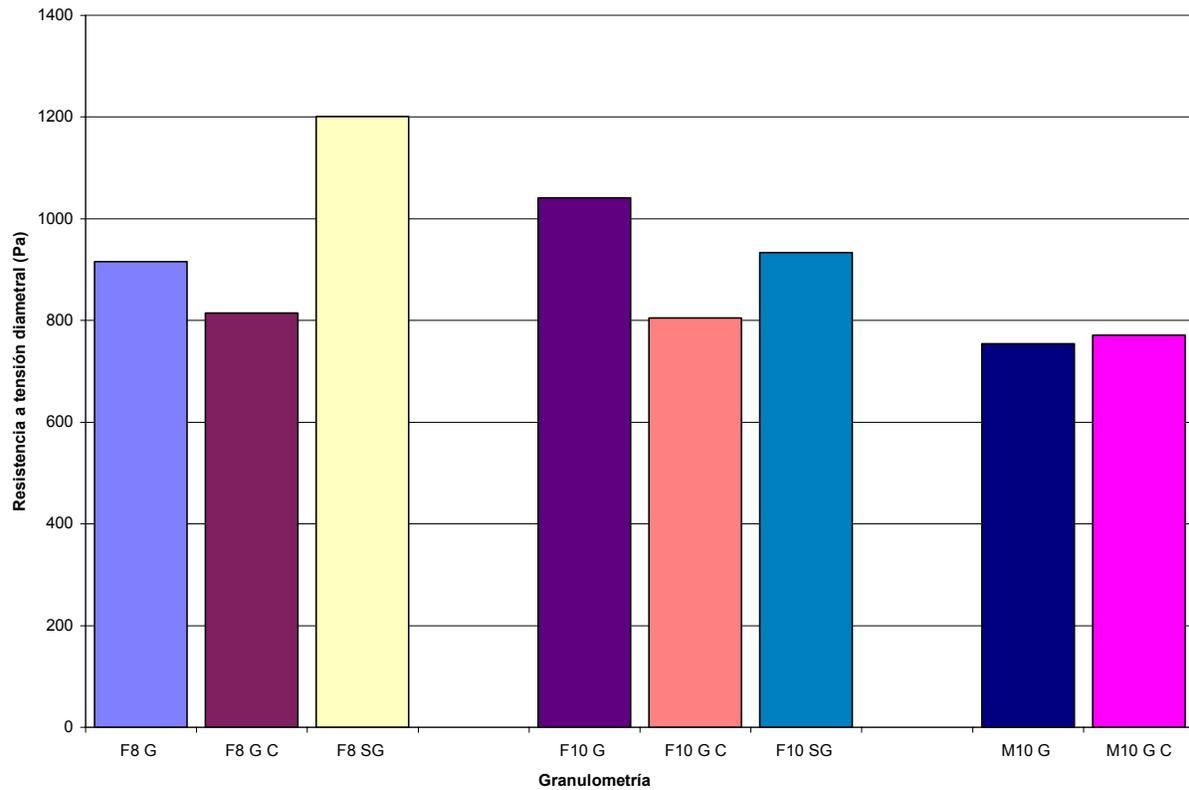
Comparación entre resistencia a la tensión diametral, especímenes sin condicionar
Microaglomerados discontinuos en caliente



5.5.2 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la tensión diametral, especímenes condicionados

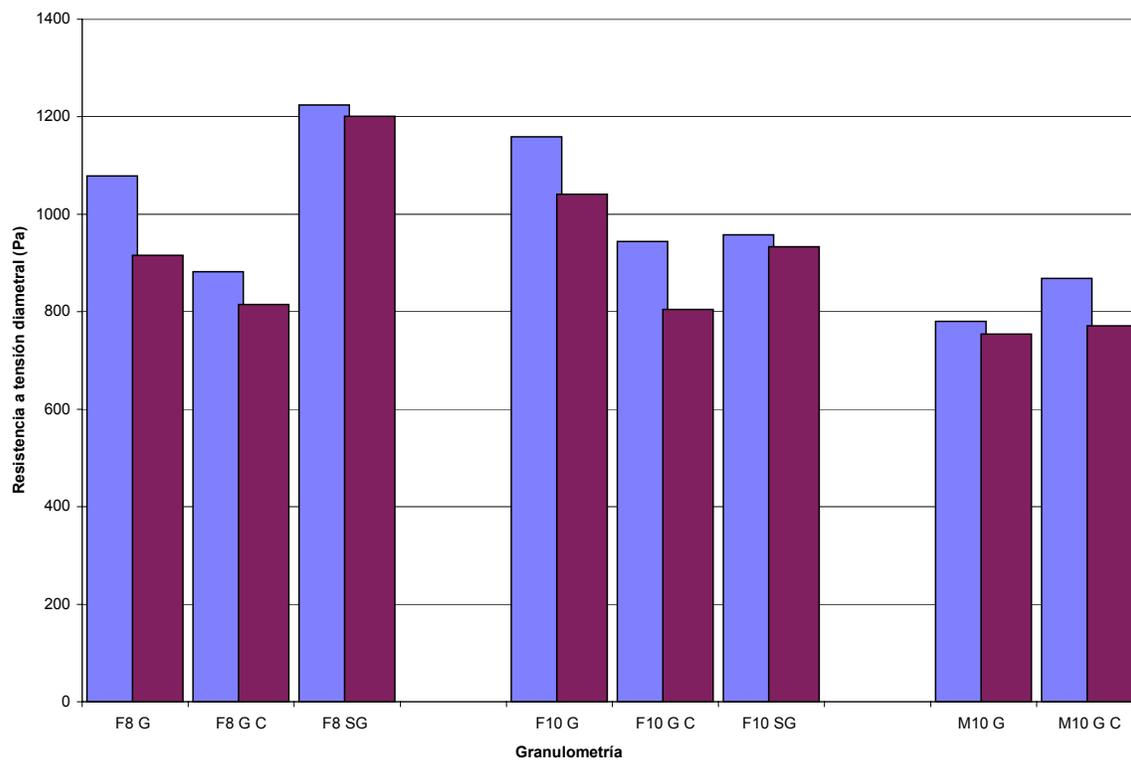
		Resistencia (Pa) Especímenes condicionados			
		Granulometría			
		F8	F10	M10	
Diseño Marshall	Fuente		% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0
		Guápiles	Sin cal	916	1041,0
		Con cal	815	805	771
	San Gerónimo	Sin cal	1201	933	-

Comparación entre resistencia a la tensión diametral, especímenes condicionados
Microaglomerados discontinuos en caliente



5.5.3 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida a la tensión diametral. Resultados condicionados y sin condicionar

Comparación entre resistencia a la tensión diametral, especímenes sin condicionar y condicionados
Microaglomerados discontinuos en caliente

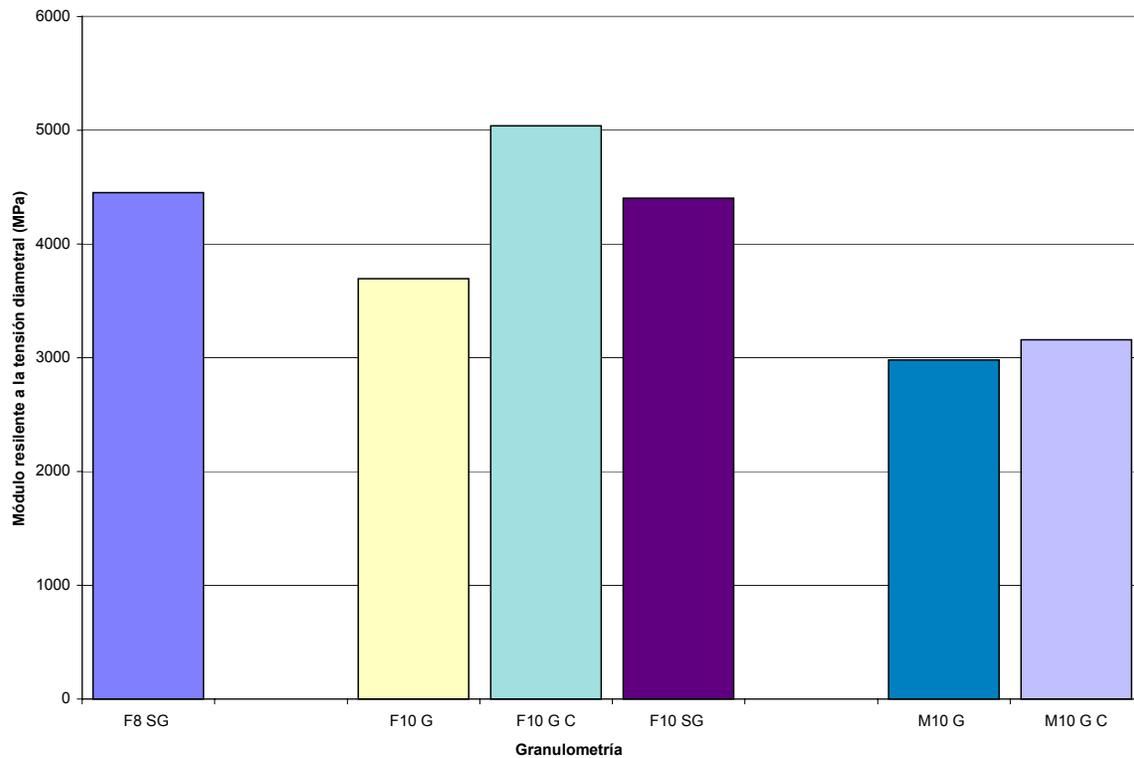


5.6 Comparación entre resultados del ensayo de resistencia retenida al módulo resiliente a la tensión diametral

5.6.1 Resultados del ensayo de resistencia retenida al módulo resiliente a la tensión diametral. Especímenes sin condicionar.

		Resistencia (MPa) Especímenes sin condicionar				
		Granulometría				
Diseño Marshall	Fuente		F8	F10	M10	
				% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0
	Guápiles	Sin cal			3695	2980
		Con cal			5040	3159
San Gerónimo	Sin cal		4454	4407	-	

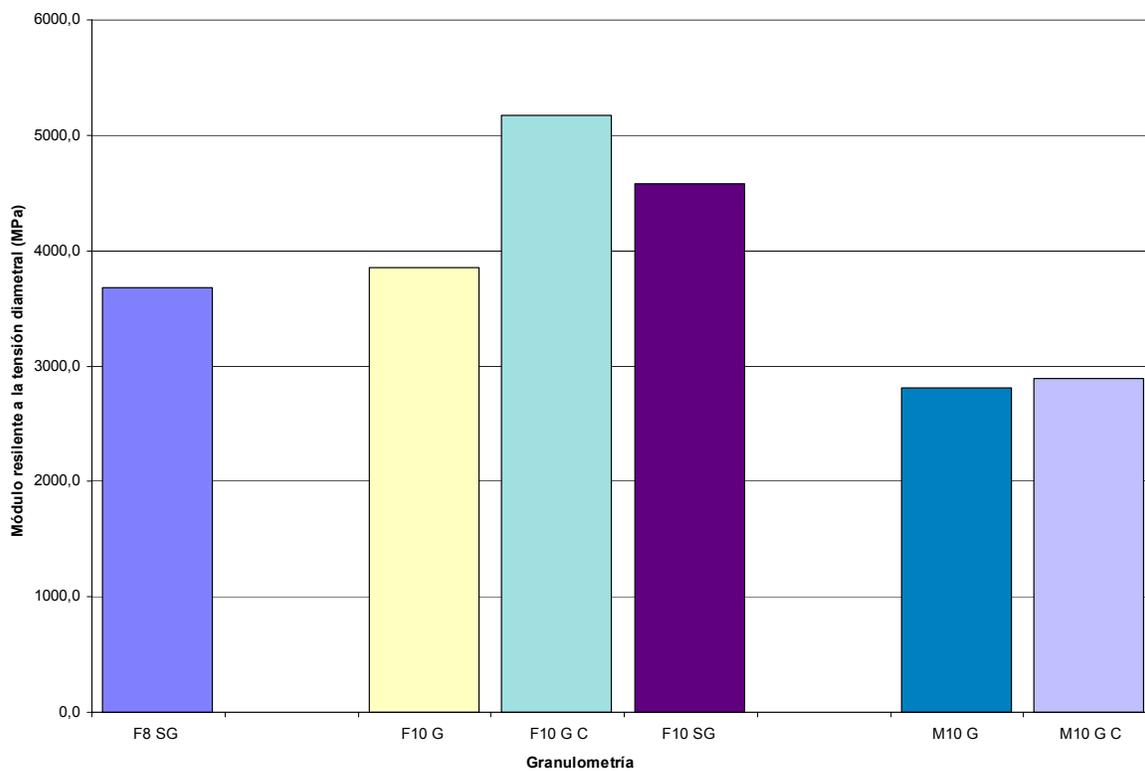
Comparación entre módulo resiliente a la tensión diametral, especímenes sin condicionar
Microaglomerados discontinuos en caliente



5.6.2 Resultados del ensayo de resistencia retenida al módulo resiliente a la tensión diametral. Especímenes sin condicionar.

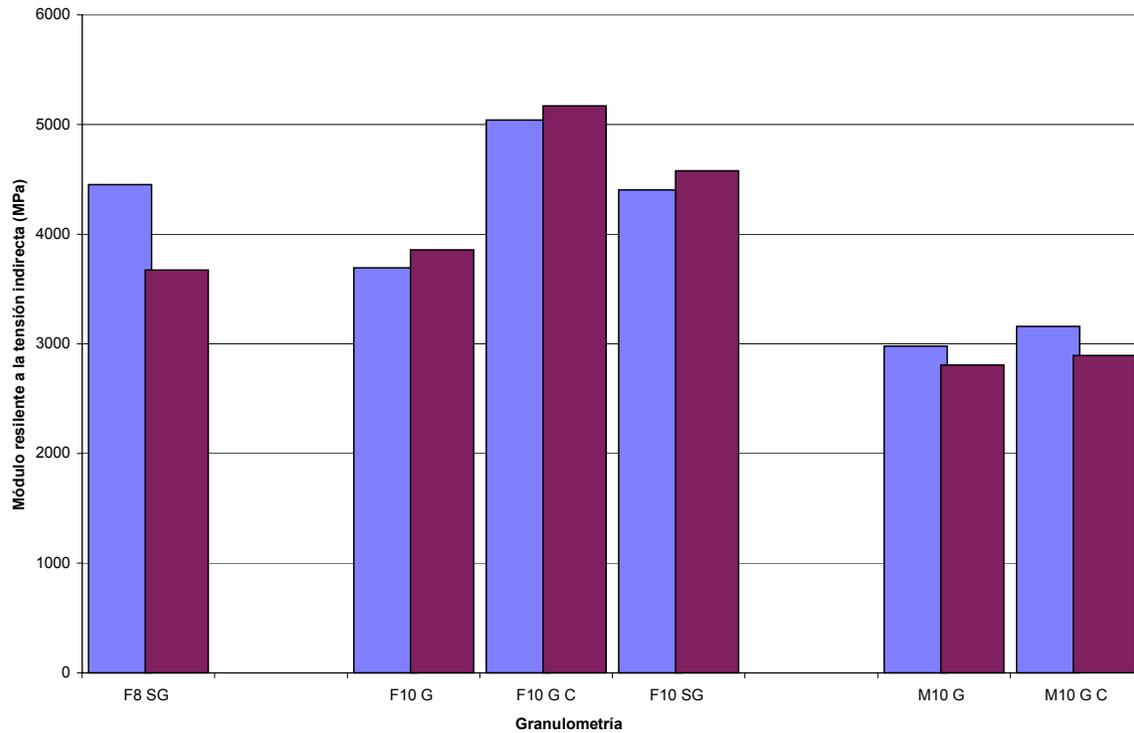
		Resistencia (MPa) Especímenes condicionados				
		Granulometría				
Diseño Marshall	Fuente		F8	F10	M10	
	Guápiles	Sin cal		% vacíos: 5,0	% vacíos: 5,0	% vacíos: 9,0
		Con cal			3857	2806
San Gerónimo	Sin cal		3675	4579	-	

**Comparación entre módulo resiliente a la tensión diametral, especímenes condicionados
Microaglomerados discontinuos en caliente**



5.6.3 Comparación entre resultados del ensayo de módulo resiliente a la tensión diametral. Resultados condicionados y sin condicionar

Comparación entre Módulo resiliente a la tensión indirecta. Especímenes condicionados y sin condicionar
Microaglomerados discontinuos en caliente



6. Análisis de varianza de los resultados

Con el objetivo de determinar cuáles son los principales factores que afectan la resistencia ante la deformación permanente, la resistencia a la tensión diametral, a la compresión uniaxial y al módulo resiliente a la tensión diametral, se efectuó un análisis de varianza, para lo cual se analizaron las siguientes variantes:

- Fuente de agregados
- Granulometría F8, F10 y M10
- Adición de cal

Los resultados del análisis de varianza se muestran a continuación:

6.1 Análisis de varianza para el ensayo de deformación permanente. Mezclas construidas con agregados del Río Costa Rica, Guápiles.

Tabla No. :Significancia estadística para cambios en la resistencia a la deformación permanente de mezcla asfáltica. (*)

Efecto sobre la resistencia a la deformación permanente (**)	Condición de especímenes de ensayo	Tipo de Granulometría (F8, F10, M10)	Adición o no de cal hidratada	Interacción
	SECOS	SI	SI	NO
	CONDICIONADOS	SI	NO	NO

(*) Análisis de varianza llevado a cabo para cada fuente de agregado, con un nivel de confianza estadística del 90%

(**) Efectos significativos con un nivel de confianza estadística de más de 99 %.

De la tabla anterior, se puede concluir que para los especímenes sin condicionar, son significativos el tipo de granulometría y el uso o no de cal. En el caso de los especímenes condicionados, sólo es significativo el tipo de granulometría empelado.

Para determinar si la adición de cal aporta beneficios importantes en cuanto a la resistencia de la mezcla a la deformación permanente, en especímenes sin condicionar, se planteó un análisis por contrastes, cuya hipótesis busca determinar si la deformación promedio de la mezcla que ha sido modificada con cal es mayor que la deformación promedio de la mezcla que construyó sin cal.

El modelo de análisis por contrastes, se indica a continuación:

$$H_o : 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{cal} - 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{sin\ cal} = 0$$

$$H_1 : 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{cal} - 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{sin\ cal} > 0$$

En este caso, se cumplió la hipótesis alternativa (H_1), lo que implica que hay evidencia estadística, con un 90% de confianza, que la deformación permanente de la mezcla con cal es mayor, en el caso de especímenes sin condicionar.

6.1.1 Análisis de varianza para determinar la significancia entre fuente de agregados y granulometría, en el ensayo de la deformación permanente sin condicionar.

Tabla No. :Significancia estadística para cambios en la resistencia a la deformación permanente de mezcla asfáltica. (*)

Efecto sobre la resistencia a la deformación permanente (**)	Fuente	Tipo de Granulometría (F8, F10, M10)	Interacción
	SI	SI	SI

(*) Análisis de varianza llevado a cabo para cada fuente de agregado, con un nivel de confianza estadística del 90%

(**) Efectos significativos con un nivel de confianza estadística de más de 99 %.

De la tabla anterior se concluye, una vez más, que tanto la fuente de agregados como el tipo de granulometría afectan la deformación permanente de los microaglomerados.

Con base en lo anterior, se determinó, mediante un análisis por contrastes, que la deformación permanente de las mezclas elaboradas con agregado de la fuente San Jerónimo es menor que la obtenidas en mezclas con agregados de Guápiles.

El modelo de análisis por contrastes, se indica a continuación:

$$H_o : 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + \bar{M}_{10})_{guápiles} - 1/2(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10})_{tempisque} = 0$$

$$H_1 : 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + \bar{M}_{10})_{guápiles} - 1/2(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10})_{tempisque} > 0$$

6.2 Análisis de varianza para el ensayo de resistencia a la compresión uniaxial. Mezclas construidas con agregados del Río Costa Rica, Guápiles.

Tabla No. :Significancia estadística para cambios en la resistencia a la compresión uniaxial. (*)

Efecto sobre la resistencia a la compresión uniaxial (**)	Condición de especímenes de ensayo	Tipo de Granulometría (F8, F10, M10)	Adición o no de cal hidratada	Interacción
	SECOS	SI	SI	NO
	CONDICIONADOS	SI	SI	SI

(*) Análisis de variancia llevado a cabo para cada fuente de agregado, con un nivel de confianza estadística del 90%

(**) Efectos significativos con un nivel de confianza estadística de más de 99 %.

De la tabla anterior se deduce que tanto la granulometría como la adición de cal son significativas, en la resistencia a la compresión uniaxial, tanto en especímenes condicionados como en especímenes sin condicionar.

En este caso, se hizo un análisis por contrastes que indica que la resistencia a la compresión de la granulometría F10 con cal como aditivo, es mayor que todas las otras opciones.

El modelo de análisis se indica a continuación:

$$H_0 : (\bar{F}_{10})_{cal} - 1/5(\bar{F}_{8cal} + \bar{F}_{8sin cal} + \bar{F}_{10sin cal} + \bar{M}_{10sin cal} + \bar{M}_{10cal}) = 0$$

$$H_1 : (\bar{F}_{10})_{cal} - 1/5(\bar{F}_{8cal} + \bar{F}_{8sin cal} + \bar{F}_{10sin cal} + \bar{M}_{10sin cal} + \bar{M}_{10cal}) > 0$$

6.3 Análisis de varianza para el ensayo de resistencia a tensión diametral. Mezclas construidas con agregados del Río Costa Rica, Guápiles.

Tabla No. :Significancia estadística para cambios en la resistencia a la tensión diametral. (*)

Efecto sobre la resistencia a la tensión diametral (**)	Condición de especímenes de ensayo	Tipo de Granulometría (F8, F10, M10)	Adición o no de cal hidratada	Interacción
	SECOS	SI	SI	SI
	CONDICIONADOS	SI	SI	SI

(*) Análisis de variancia llevado a cabo para cada fuente de agregado, con un nivel de confianza estadística del 90%

(**) Efectos significativos con un nivel de confianza estadística de más de 99 %.

En este caso, es notorio que todos los factores del modelo afectan la resistencia a la tensión diametral de los microaglomerados.

Adicionalmente, se hizo un análisis por contrastes, en donde se determinó que las granulometrías en donde se empleó cal como aditivo, tienen una menor resistencia a la tensión diametral, que las que no tenían cal.

El modelo de análisis por contrastes, se indica a continuación:

$$H_o : 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{\sin cal} - 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{cal} = 0$$

$$H_1 : 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{\sin cal} - 1/3(\bar{F}_8 + \bar{F}_{10} + M_{10})_{cal} > 0$$

6.4 Análisis de varianza para el ensayo de módulo resiliente a la tensión diametral. Mezclas construidas con agregados del Río Costa Rica, Guápiles.

Tabla No. :Significancia estadística para cambios en el módulo resiliente a la tensión diametral . (*)

Efecto sobre la resistencia a la tensión diametral (**)	Condición de especímenes de ensayo	Tipo de Granulometría (F8, F10, M10)	Adición o no de cal hidratada	Interacción
	SECOS	SI	SI	SI
	CONDICIONADOS	SI	SI	SI

(*) Análisis de varianza llevado a cabo para cada fuente de agregado, con un nivel de confianza estadística del 90%

(**) Efectos significativos con un nivel de confianza estadística de más de 99 %.

De la tabla anterior se desprende que todos los factores son significativos para el ensayo de módulo resiliente.

Para este ensayo, se hizo un análisis por contrastes en donde se determinó que el módulo resiliente de las mezcla F10 con cal es superior que todos los otros casos analizados, tanto para especímenes sin condicionar como condicionados.

El modelo de análisis por contrastes indicado, se indica a continuación:

$$H_o : (\bar{F}_{10})_{cal} - 1/3(\bar{F}_{10 \sin cal} + \bar{M}_{10 \sin cal} + \bar{M}_{10 cal}) = 0$$

$$H_1 : (\bar{F}_{10})_{cal} - 1/3(\bar{F}_{10 \sin cal} + \bar{M}_{10 \sin cal} + \bar{M}_{10 cal}) > 0$$

También, mediante un análisis por contrastes se determinó que el módulo resiliente de las mezclas con cal es mayor al de las mezclas en donde no se añadió cal, tanto en especímenes condicionados como sin condicionar.

El modelo de análisis por contrastes indicado, se indica a continuación:

$$H_o : 1 / 2(\bar{F}_{10} + \bar{M}_{10})_{cal} - 1 / 2(\bar{F}_{10} + \bar{M}_{10})_{sin\ cal} = 0$$

$$H_1 : 1 / 2(\bar{F}_{10} + \bar{M}_{10})_{cal} - 1 / 2(\bar{F}_{10} + \bar{M}_{10})_{sin\ cal} > 0$$

7. Conclusiones y recomendaciones

- De los resultados obtenidos se concluye que los microaglomerados presentan una alta resistencia ante la deformación permanente en el ensayo en pista de laboratorio, siendo dicha resistencia, muy superior a la obtenida con mezclas densas típicas tomadas de distintos proyectos en ejecución.
- Al analizar los resultados de deformación permanente en mezclas construidas con agregados de la fuente número 2, que fueron producidos con un quebrador de impacto, lo cual les dio mayor cubricidad que los agregados de otras fuentes, queda demostrada la influencia de un adecuado proceso de quebrado sobre la resistencia ante la deformación permanente de las mezclas asfálticas. Esto refuerza la necesidad de construir mezclas con agregados cada vez más cúbicos.
- La cantidad de asfalto requerido para las mezclas analizadas se encuentran dentro del rango habitual de las mezclas densas.
- Según los resultados obtenidos, el efecto de añadir cal al microaglomerado evidenció proveer cierta mejoría en cuanto a la deformación permanente.
- Sin embargo, a partir de los análisis por contrastes realizados, se determinó que la adición de cal mejora sustancialmente la resistencia de la mezcla, ante el efecto del agua en cuanto a compresión uniaxial, tensión diametral y módulo resiliente

8. Bibliografía

- Asphalt Institute, **Superpave Asphalt Binder Specification**
Asphalt Institute, 1998
- Asphalt Institute, **Superpave Mix Design (SP-2)**
Asphalt Institute, 2001
- Asphalt Institute, **The Asphalt Handbook**
Asphalt Institute, 1989
- Brown Stephen, **The Shell Bitumen Handbook**
Editorial Shell Bitumen, 1990
- Callanso y Otros. **Comportamiento en servicio de microconcreto asfáltico discontinuo en caliente en acceso norte**
- Corona Ballesteros, **Glosario Especializado de Terminología Asfáltica.**
Asociación Mexicana del Asfalto,
Editorial Asociación Mexicana de Asfalto, 2002
- Miró, Rodrigo. **Experiencia europea en predicción del desempeño a largo plazo de Pavimentos**
Curso impartido en Costa Rica, 9-12 julio de 2002.