

IAG375-01-2013
DEFORMACIONES PLÁSTICAS EN LA CAPA ASFÁLTICA DE UNA VÍA
PRINCIPAL EN LA REGIÓN COSTA DEL ECUADOR
DEFORMAÇÃO PLÁSTICA NA CAMADA DE ASFALTO DE UMA
ESTRADA PRINCIPAL NA REGIÃO COSTEIRA DO EQUADOR

Ing. Rolando Vila Romani, PhD
Universidad Católica de Santiago de Guayaquil
Guayaquil, Ecuador
vilarolando@hotmail.com

Resumen

El comportamiento de las mezclas asfálticas suele estudiarse en dos direcciones: las deformaciones permanentes o plásticas que generan los llamados ahuellamientos y el agrietamiento por fatiga. En este estudio sobre deformaciones se analiza la calidad de la mezcla existente mediante pruebas de módulos de rigidez y compresión cíclica uniaxial, con un equipo Nottingham Asphalt Tester, a 31 núcleos extraídos a lo largo del tramo de la carretera principal E-25 y se contrastan los resultados con el nivel máximo de ahuellamiento que presentan los sitios donde dichos núcleos fueron extraídos. Pudo comprobarse que existe una buena relación entre la exigencia del 1% de deformación en la prueba de compresión cíclica uniaxial (creep dinámico) para las condiciones fijadas, con el adecuado comportamiento de la mezcla en el sitio. Sin embargo, no se detecta una relación entre el porcentaje de deformación de los diferentes núcleos y sus respectivos niveles de ahuellamientos en la vía.

Resumo

O comportamento das misturas de asfalto é geralmente estudada em duas direcções: a deformação permanente ou de plástico gerada pela chamada afundamento e fissuração por fadiga. Neste estudo de deformações é analisado existente qualidade mix testando módulos de rigidez e de compressão uniaxial cíclico, com uma equipe de Nottingham Asphalt Tester, para 31 núcleos tomadas ao longo do trecho da estrada E-25 e contrastados resultados com afundamento máxima, tendo os locais onde as amostras foram extraídas. Constatou-se que existe um bom relacionamento entre a exigência de deformação de 1% no teste de compressão uniaxial cíclico (fluência dinâmica) para definir as condições, com o bom desempenho da mistura no site. No entanto, ele detecta uma relação entre a percentagem de deformação dos diferentes núcleos e os respectivos níveis de afundamento na estrada.

INTRODUCCION

Durante muchos años el problema fundamental de las mezclas asfálticas en el Ecuador fueron las fisuras, siendo común en vías primarias o principales con capas asfálticas gruesas, las llamadas fisuras descendentes. Esta situación fue causada en primer lugar por el empleo de cementos asfálticos con ciertos problemas de endurecimiento prematuro, detectados por valores de ductilidad inferiores a 50 cm en el residuo de la prueba de película delgada, y en segundo, por un

sistema insuficiente para el diseño y control de calidad de las mezclas asfálticas para ese tipo de vía, basado casi íntegramente en los criterios Marshall, pese a las recomendaciones sobre pruebas reológicas que desde el año 2000 establecen las exigencias del Ministerio de Transporte y Obras Públicas, (MTOP, 2000). Aunque en los últimos años ha mejorado la calidad de los asfaltos, en estos momentos pueden apreciarse deformaciones plásticas (ahuellamientos o roderas) en algunas capas asfálticas de la región costa con alto tráfico, debido tal vez a la falta de ajustes en los diseños tradicionales ahora con un asfalto menos rígido luego de envejecido. Vale aclarar que en el Ecuador no es obligatorio aún el empleo de la tecnología SUPERPAVE para el control de calidad de los asfaltos.

En esta coyuntura, el Laboratorio de Carreteras de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil ha realizado un estudio de un tramo de la carretera primaria E-25, Troncal de la Costa, comprendido entre la población de San Juan y la ciudad de Quevedo, donde existen sectores que presentan diferentes niveles de ahuellamiento en las mezclas colocadas hace 3 años, en una capa de refuerzo (recapeo) con espesor de 7.5 cm. La temperatura media del aire en la zona es de 25°C con máximas anuales de 32°C.

El objetivo de este trabajo es analizar la calidad de la mezcla existente mediante pruebas de módulo de rigidez y compresión cíclica uniaxial (creep dinámico) a 31 núcleos extraídos a lo largo del tramo de carretera y contrastar los resultados con el nivel máximo de ahuellamiento que presentan los sitios donde dichos núcleos fueron extraídos.

En el movimiento vehicular, la línea central de un carril estará sometida a menor número de repeticiones que la zona de las huellas, por lo que puede ocurrir una deformación permanente diferencial que distorsiona el perfil de la vía. Las investigaciones muestran claramente que la resistencia a la deformación de una mezcla dependerá fundamentalmente de las características de los agregados, de su granulometría, del grado de compactación de la mezcla y además, del tipo y contenido de asfalto (Rondón et al, 2012). En este fenómeno tiene gran incidencia las cargas aplicadas: cargas lentas, canalizadas, presiones altas de inflado y esfuerzos tangenciales importantes (ejemplo, zonas de frenado), así como las altas temperaturas. De hecho, las zonas donde convergen algunas de estas situaciones son llamadas “zonas críticas” para la ocurrencia de las deformaciones plásticas y necesitan consideraciones adicionales (Vila, 1987).

CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA

El tramo de carretera estudiado posee una longitud de 75 km, con una sección transversal constituida por dos carriles de 3.65 m de ancho y espaldones estrechos de 1,30 m. El pavimento está conformado por capas granulares de espesor promedio 47 cm con capa asfáltica antigua (bacheada) de 13 cm más la “nueva” capa de refuerzo de 7,5 cm colocada hace 3 años. Las obras de bacheo fueron motivadas mayormente por fisuras tipo piel de cocodrilo. El CBR promedio de la subrasante es de 5,4% obtenido por retrocálculo a partir de deflexiones.

Al momento de su rehabilitación, por la vía circulaban aproximadamente 4.000 vehículos pesados por día, la mitad de los cuales corresponden a camiones y buses de 2 ejes. En los tres años transcurridos los ejes simples equivalentes acumulados de 8,2 ton se estiman en 2,8 millones de ejes.

MEZCLA ASFÁLTICA EMPLEADA

En la dosificación en peso, los agregados minerales corresponden a cantos rodados triturados (85%) y arena de río (15%). El cemento asfáltico utilizado fue del tipo AC-20 procedente de la Refinería de Esmeraldas. El diseño se realizó de acuerdo al método Marshall, empleándose para la mezcla una granulometría densa con tamaño máximo de 1/2" (12.5 mm), con un contenido óptimo de asfalto de 5.8% en peso.

EVALUACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS MEZCLAS

Se realizó con un equipo Nottingham Asphalt Tester modelo NU-10. Ver Figura 1. Este aplica las cargas mediante un sistema neumático con servo-control, midiéndose la fuerza aplicada por el transductor de la celda de carga. El equipo utiliza una computadora junto con un sistema digital de adquisición de datos y control de sistema que permite desarrollar las distintas pruebas y procesar la información a través de programas específicos.

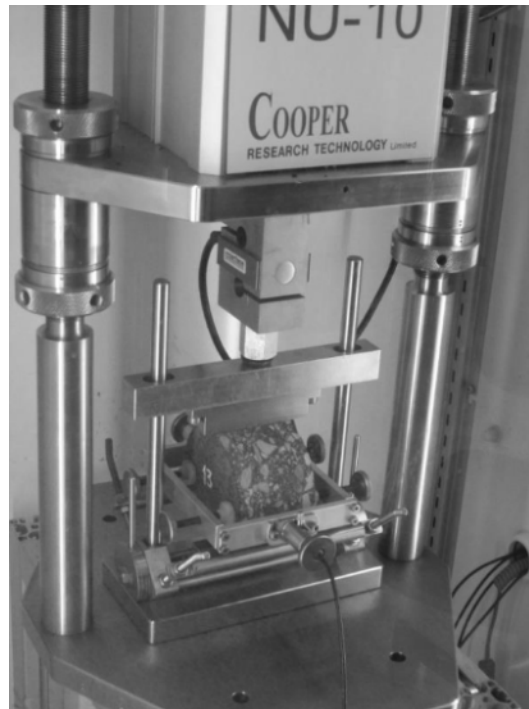


Figura 1: Equipo Nottingham Asphalt Tester

Se realizaron dos tipos de pruebas: módulo de rigidez y compresión cíclica uniaxial sin confinamiento. Para ambas pruebas se consideraron las metodologías dadas por el fabricante del equipo (Cooper, 2002), que coinciden con los del Comité Europeo de Normalización, (CEN 2000) respecto a la configuración de cargas y al sistema de medición y control; aunque para el caso de la prueba de compresión cíclica uniaxial la CEN considera cierto confinamiento de la muestra, ya que el plato de carga tiene un diámetro de 100 mm que es menor al de la muestra cilíndrica a ensayar (150 mm). En el procedimiento de Cooper el diámetro de la muestra también es de 100 mm.

Las pruebas se realizaron a 31 núcleos extraídos previamente con una máquina perforadora. Las perforaciones se distribuyeron en ambos carriles de la vía por la huella exterior. Las caras de los núcleos fueron cortadas cuidadosamente con una sierra eléctrica para poder lograr un buen contacto con el plato de carga en la prueba de compresión cíclica uniaxial.

El módulo de rigidez se evaluó a la temperatura de 20°C, empleando un nivel de deformación controlada de 5 micrones y ondas sinusoidales con intervalo de tiempo entre el inicio del pulso de carga y el punto en el que la carga es máxima (tiempo de aplicación de carga) de 0,12 segundos. La salida de resultados en pantalla se muestra en la Figura 2.

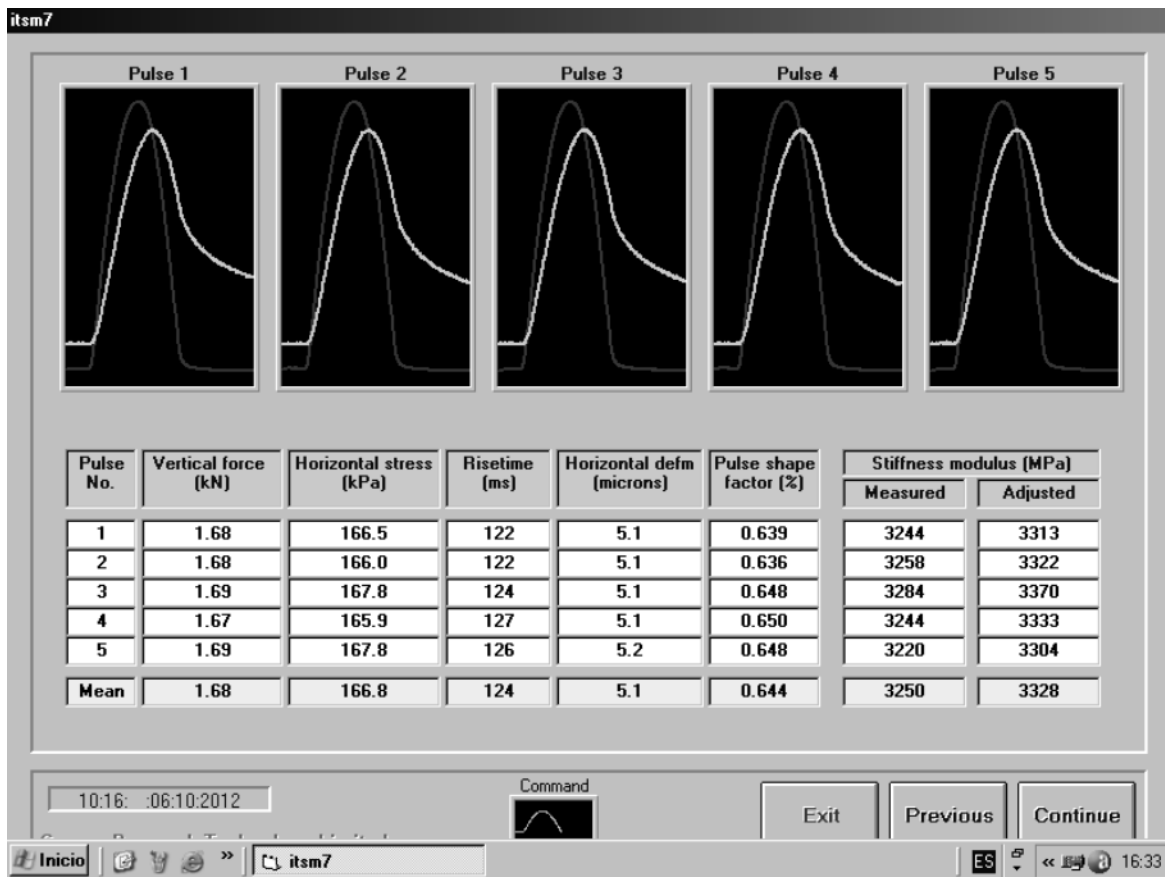


Figura 2: Salida de resultados en prueba de módulo de rigidez. Núcleo 2

En el manual de diseño de pavimentos empleado en el Ecuador, (AASHTO, 1993), se plantea que deberán tomarse precauciones cuando los módulos a 20°C superan 3.150 MPa, ya que si bien la mezcla es más rígida, también será más susceptible a las fisuras térmicas y por fatiga. No obstante, es frecuente la medición de módulos de rigidez muy superiores a este valor, más aún si la mezcla tiene algunos años de colocada (Vila, 1996).

La prueba de compresión cíclica uniaxial se efectuó para estimar el comportamiento ante las deformaciones plásticas. Un ciclo de carga consiste en la aplicación de una tensión durante 1 segundo seguido por 1 segundo de descanso, con ondas cuadráticas. El ensayo se realizó a una temperatura de 40°C, con una magnitud de carga de 100 kPa, midiendo las deformaciones provocadas por 3600 repeticiones o pulsos de dicha carga. Antes de la aplicación de los ciclos de

carga el núcleo a ensayar es sometido a una precarga de 10 kPa durante 30 segundos. La salida de resultados en pantalla se muestra en la Figura 3.

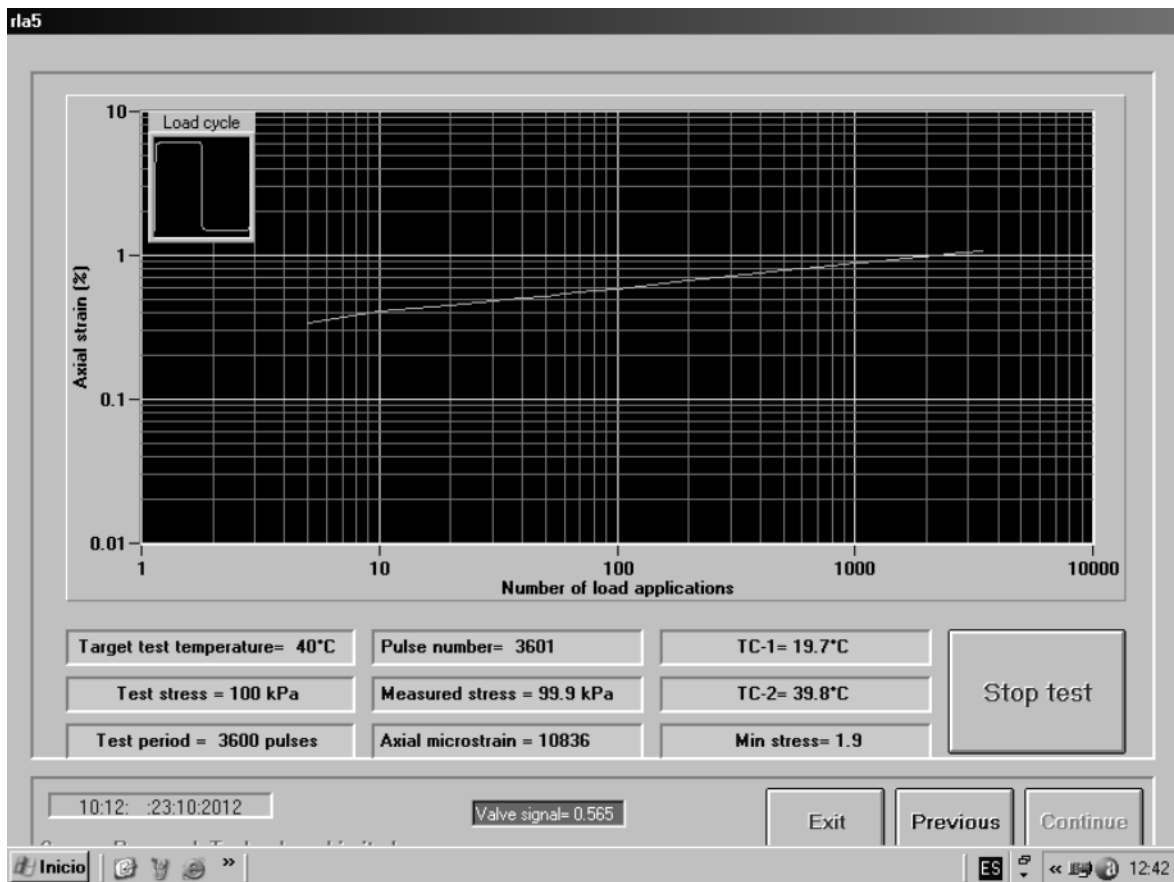


Figura 3: Salida de resultados en prueba de compresión cíclica uniaxial. Núcleo 29

Según los criterios británicos (Cooper, 2002) bajo estas condiciones de ensayo una mezcla con un buen comportamiento a la deformación tendrá valores por debajo de 1%. Con deformaciones superiores a 2% la mezcla tendrá asegurado un mal comportamiento y entre 1 y 2% existe incertidumbre en el desempeño respecto a las deformaciones.

La deformación axial acumulada ϵ_N ($\mu\text{mm}/\text{mm}$) se calcula por la siguiente ecuación:

$$\epsilon_N = [(h_0 - h_N) / h_0] \times 10^6 \quad (1)$$

siendo h_0 (mm) el promedio de la altura de los transductores de desplazamiento después de la precarga de la muestra y h_N (mm) el promedio de la altura de los transductores después de N repeticiones de la carga. Si h_N es igual a cero, entonces ϵ_N tendrá un valor de $10^6 \mu\text{mm}/\text{mm}$ al cual le corresponderá el 100% de la deformación.

EVALUACIÓN DEL NIVEL DE AHUELLAMIENTO EN LA VÍA

Para poder comparar los resultados de las propiedades evaluadas con el comportamiento real de la capa asfáltica de refuerzo en el pavimento, se realizó una evaluación del ahuellamiento máximo en los sitios de extracción de los núcleos empleando una regla de 3 metros. Se calificó el nivel de severidad correspondiente según los criterios de la reconocida metodología PAVER (ASTM, 2001) donde se establece como niveles de severidad los siguientes: baja entre 6 y 13 mm, media entre 13 y 25 mm y alta mayores a 25 mm. Por debajo de 6 mm no se reporta este daño. El Ministerio de Transporte y Obras Públicas en el Ecuador admite ahuellamientos máximos hasta 12 mm. Nótese que las magnitudes mencionadas son independientes del espesor de la capa asfáltica.

Según la metodología PAVER, los ahuellamientos pueden originarse por problemas en las mezclas asfálticas pero también por consolidaciones o desplazamientos laterales de los materiales de las diferentes capas. No obstante, se considera que en la generalidad de los sitios estudiados en esta vía la deformación plástica de la mezcla asfáltica es lo fundamental, dado el patrón que normalmente se observa, es decir, deformaciones que implican hundimientos y elevaciones.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Tabla 1 se muestran los resultados del estudio.

Tabla 1: Resumen de los resultados obtenidos

Núcleo	Abscisa	Lado	Módulos 20 °C (MPa)	Comp.Cíclica 40 °C % def (3600 repet)	Ahuellamiento máx, (mm)	Severidad PAVER
1	19+580	DER	3.425	1,46	16	Media
2	20+180	IZQ	3.328	1,39	14	Media
3	20+900	DER	4.021	1,30	3	No
4	23+330	IZQ	5.072	0,92	4	No
5	25+560	DER	7.787	0,36	1	No
6	28+567	IZQ	4.440	1,40	14	Media
7	29+460	DER	3.608	1,32	15	Media
8	30+420	IZQ	2.314	1,32	26	Alta
9	35+170	IZQ	6.106	0,33	2	No
10	39+300	DER	5.967	0,78	1	No
11	43+390	IZQ	7.450	0,29	2	No
12	47+400	DER	7.023	0,24	1	No
13	51+540	IZQ	6.154	0,32	2	No
14	55+550	DER	3.211	2,11	2	No
15	58+630	DER	3.129	1,65	47	Alta
16	61+810	IZQ	4.959	0,66	1	No
17	65+490	IZQ	5.069	1,22	37	Alta
18	65+640	IZQ	4.725	0,52	3	No
19	69+460	DER	1.971	3,49	27	Alta
20	70+360	IZQ	4.229	1,77	14	Media
21	71+940	IZQ	4.873	0,75	3	No
22	75+050	DER	3.817	0,93	4	No
23	78+070	IZQ	5.755	0,36	2	No

24	80+580	DER	4.645	0,75	3	No
25	83+390	IZQ	2.984	1,63	6	Baja
26	87+340	DER	3.380	1,67	16	Media
27	88+320	DER	1.568	5,13	16	Media
28	88+210	IZQ	3.304	1,27	39	Alta
29	90+300	IZQ	3.670	1,08	7	Baja
30	93+260	DER	4.397	1,26	31	Alta
31	94+690	IZQ	6.068	0,35	2	No

Pruebas de laboratorio

Considerando que para las condiciones ya establecidas, bajo 3.600 repeticiones de carga la deformación máxima no debe superar el 1%, puede observarse que este criterio se cumple en 14 de los 31 núcleos ensayados, lo que representa el 45,2%.

Una opción interesante sería conocer el número de repeticiones reales que provocarían en los núcleos el 1% de deformación. Esto en la práctica es difícil, ya que la prolongación de la línea de ajuste en algunos gráficos, permitiría alcanzar en varios núcleos repeticiones mayores a 100.000, algo que pudiera no ser real por los cambios de pendientes o incluso la falla que puede sufrir la mezcla antes de llegar a dichas repeticiones.

En la Tabla 2 se presenta un resumen de los rangos de variación de los porcentajes de deformación medidos. Puede observarse que la mayor cantidad de núcleos se encuentra en rango de buen comportamiento o de incertidumbre.

Tabla 2: Resumen de los porcentajes de deformación por rangos

% Deformación (3600 repeticiones)	Número de núcleos	Porcentaje	Criterio Británico
0 - 1%	14	45,16	Buen comportamiento
1 - 2%	14	45,16	Incertidumbre
> 2%	3	9,68	Mal comportamiento

Si se relacionan los módulos de rigidez con las deformaciones correspondientes a las 3.600 repeticiones, se obtiene un gráfico como el mostrado en la Figura 4, donde la línea de ajuste es una curva exponencial con un coeficiente de correlación “R²” de 0,81. Empleando dicha ecuación, se obtiene que para alcanzar valores de deformación por debajo de 1% los módulos a los 3 años deben sobrepasar los 4.200 MPa.

Mediciones en el sitio

La magnitud de los ahuellamientos y la correspondiente calificación de severidad se muestran en la Tabla 1. Los resultados obtenidos son muy variables, oscilando entre 1 mm y 47 mm.

Al comparar los resultados evaluados en la carretera con los del laboratorio se observa que existe una buena relación entre los sitios donde el nivel de ahuellamiento es despreciable o inexistente

(menos de 6 mm) y aquellos donde las deformaciones en los núcleos son inferiores a 1%. Esto ocurre en 14 sitios de los 31 correspondientes a toda la data, presentándose solamente 2 sitios adicionales sin afectaciones de ahuellamiento y con deformaciones superiores a 1%, sitios que corresponden a los núcleos 3 y 14. O sea, que para toda la data este criterio o exigencia respecto a la deformación ha funcionado adecuadamente en 29 casos, que representa el 93.5%.

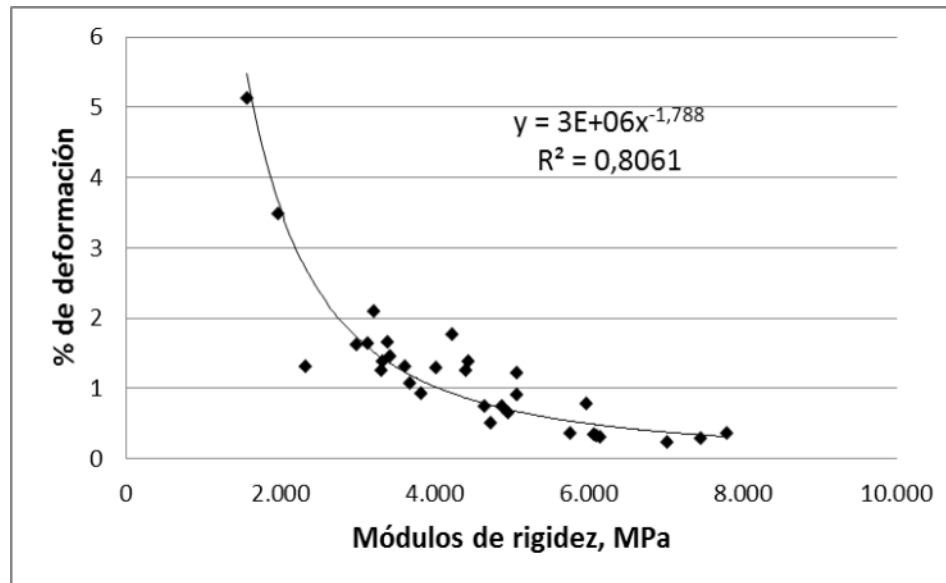


Figura 4: Relación de módulos de rigidez versus la deformación (%)

Por otra parte, no se puede establecer una adecuada relación entre los porcentajes de deformación de los diferentes núcleos y sus respectivos ahuellamientos. Se observa que varios núcleos, los números: 8, 15, 17, 28 y 30, con deformaciones entre 1 y 2% se encuentran en sitios con niveles de ahuellamientos mayores a 25 mm (severidad alta), por lo que no se cumple necesariamente con que a mayores porcentajes de deformaciones a nivel de laboratorio existirán mayores ahuellamientos en la vía.

OBSERVACIONES SOBRE LA MEZCLA ASFÁLTICA EN LOS NÚCLEOS

Se realizaron mediciones de densidad a los núcleos. Los valores promedios para los rangos de deformación analizados se muestran a continuación. Ver Tabla 3.

Tabla 3: Densidades promedios para los diferentes rangos de deformación

% DEFORMACIÓN (3600 repeticiones)	DENSIDAD PROMEDIO (gr/cm³)
0 - 1%	2,407
1 - 2%	2,421
> 2%	2,350

En general, no existe una relación bien definida entre las densidades de los núcleos y los niveles de deformación de la prueba de compresión cíclica uniaxial, posiblemente por las distorsiones

sufridas por dicha mezcla en obra luego de 3 años de explotación, en sitios con diferentes niveles de deformación.

Se estudió la composición de 4 núcleos correspondientes a los diferentes niveles de severidad medidos en el sitio. Ver tablas 4 y 5. Se detecta una relación lineal entre el contenido de asfalto y el porcentaje de deformación de la prueba de compresión cíclica uniaxial, donde a mayores porcentajes de asfalto se originan mayores deformaciones. El contenido óptimo de asfalto del diseño (5,8%) no cumpliría la exigencia de deformaciones inferiores al 1% para las condiciones del ensayo.

Tabla 4: Variación detectada en el contenido de asfalto y el valor del Rice

NÚCLEO	% DEFOR. (3600 repet)	SEVERIDAD PAVER	% ASFALTO (en peso)	RICE
19	3,49	ALTA	6,7	2,490
7	1,32	MEDIA	5,6	2,496
29	1,08	BAJA	5,5	2,525
11	0,29	NO	5,2	2,549

Tabla 5: Granulometrías en diferentes núcleos

NÚCLEO	PORCENTAJE PASADO POR TAMICES (abertura en mm)					
	19,1	12,5	4,75	2,36	0,30	0,074
19	100	89	57	42	13	3.5
7	100	92	61	44	13	3.5
29	100	85	54	39	14	3.5
11	100	90	66	50	14	3.5
EXIGENCIA	100	90-100	44-74	28-58	5-21	2-10

La especificación granulométrica empleada, correspondiente al tamaño máximo 12.5 mm de la normativa vigente del MTOP, se cumple en casi todos los tamices excepto el de 12,5 mm. Además, el porcentaje pasante por el tamiz No. 200 o filler (3.5%), se considera bajo para un buen desempeño ante las deformaciones plásticas. En los agregados lavados durante la extracción de asfalto en la centrífuga existe presencia de arenas naturales y piedras con insuficientes caras fracturadas. Los valores obtenidos en la prueba Rice (densidad teórica máxima) son consecuentes con las granulometrías determinadas y con la variación del contenido de asfalto.

CONCLUSIONES

1. Existe una buena relación entre la exigencia del 1% de deformación en la prueba de compresión cíclica uniaxial (creep dinámico) para las condiciones fijadas, con el adecuado comportamiento de la mezcla en el sitio. En el 93,5% de los casos dicha relación se cumplió.
2. No se aprecia una relación entre el porcentaje de deformación de los diferentes núcleos y sus respectivos ahuellamientos en la vía. Es probable que en esta situación hayan incidido

características muy particulares de los sitios en cuestión, como son las cercanías a los rompe velocidades, las zonas en rampa o las curvas cerradas.

3. Se comprueba la gran incidencia del contenido de asfalto respecto al comportamiento de la mezcla ante las deformaciones plásticas. Se ratifica la necesidad de que los diseños de mezclas para vías de tráfico pesado incluyan pruebas de desempeño para garantizar un buen comportamiento tanto ante las deformaciones como a la fatiga.
4. Para las vías de tráfico pesado se recomienda limitar el empleo de arenas naturales en las mezclas. Se debe prestar mucha atención al cumplimiento de la exigencia de caras fracturadas en los agregados, en especial cuando provengan de la trituración de cantos rodados de río.
5. Debe ampliarse el estudio de la relación entre el módulo de rigidez y el porcentaje de deformación en la prueba de compresión cíclica uniaxial empleando mezclas asfálticas producidas en diferentes plantas.

REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures. U.S.A., page II-17, 1993.
- American Society for Testing and Materials: Designation: D 6433 – 99. Standard practice for roads and parking lots pavement condition index surveys. Annual Book of ASTM Standards. Section Four. Volume 04.03. U.S.A., 741-742, 2001.
- Committee European of Normalization – CEN 12697. Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalts – Part 26: Stiffness. Annex C. 2000.
- Committee European of Normalization – CEN 12697. Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalts – Part 25: Cyclic compression test. Part A. 2000.
- Cooper Research Technology Limited. NU-10 & NU- 5. Operation & Maintenance Manual. United Kingdom, 2002.
- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. Especificaciones Técnicas para la Construcción de Carreteras y Puentes. MOPT-001-F, Quito - Ecuador, pp IV 100-IV 101, 2000.
- Rondón, H.A.; Reyes, F.A.; González; L.A.; Vázquez S. E. (2012). *Ahuellamiento y fatiga en mezclas asfálticas*. Bogotá – Colombia: Editorial UD. Primera Edición, pp 31 - 53.
- Vila, R.; Beyra, E. (1987).Criterios sobre el diseño de mezclas asfálticas resistentes a las deformaciones plásticas. *Revista Transporte*. Vol VIII. Cuba. (No. 2):81-88
- Vila, R. (1996). Observaciones sobre el fenómeno de endurecimiento de los asfaltos. Su incidencia en climas cálidos. *Revista Carreteras*. Asociación Española de la Carretera. Madrid – España. (No. 85): 114-121.