

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

"DESARROLLO DE MODELOS DE MÓDULO RESILIENTE Y DEFORMACIÓN
PERMANENTE PARA MATERIALES GRANULARES ESTABILIZADOS CON ASFALTO EN
ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE"

Tesis sometida a la consideración de la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en
Ingeniería Civil para optar al grado y título de Maestría Académica en Ingeniería de Transporte y
Vías

JUAN CARLOS MÚNERA MIRANDA

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2022

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi esposa por su apoyo incondicional, por siempre creer en mí en medio de la incertidumbre, y ser mi compañera de mil batallas. A mi hija por ser mi fuente de inspiración y motivación, gracias por tanto amor desde el primer día. A mis padres por inculcarme el trabajo duro y siempre querer superarme y dar lo mejor de mí, sin su amor, sacrificio y dedicación no estaría hoy donde estoy. A mis hermanos por todo su apoyo a lo largo de toda la vida. A mis sobrinos por darme alegría cada vez que comparto con ellos. A mi familia en Colombia, por ser mis raíces y estar siempre presentes a pesar de la distancia. A mis amigos por su compañía, consejos y gratos momentos. A mis compañeros de trabajo por su soporte, entrega y excelencia. Y por último y no menos importante, a DIOS, por darme la vida y la oportunidad de alcanzar mis metas y anhelos del corazón y compartir los logros, dificultades, alegrías y tristezas de la vida con mis seres amados.

AGRADECIMIENTOS

A los ingenieros Wendy Sequeira Rojas, José Pablo Aguiar y Gustavo Badilla Vargas, sin su respaldo y guía, este proyecto no hubiera sido posible. A los jefes de laboratorio, los ingenieros, Andrea Ulloa Calderón, Ellen Rodríguez Castro, Melissa Rojas Marín y Oscar Valerio Salas por su valioso aporte y excelente disposición para llevar a cabo los ensayos de laboratorio del proyecto. A los técnicos de laboratorio Greivin Ceciliano Valverde, Luis Pablo Blanco Zúñiga, Sergio Castillo Mora y Jeffry Chaves Azofeifa por su importante colaboración con el muestreo de materiales. A Walter Ramírez Villalobos por todo el apoyo durante la fase experimental del proyecto y en todos los años que compartimos como compañeros. A los funcionarios de RECOPE, los ingenieros, José Francisco Torres Contreras y Andrés González Angulo por el aporte de emulsión asfáltica y asfalto. Al personal de MECO y CHEC por el aporte de material de RAP y base granular respectivamente. A los ingenieros Ana Lorena Bolaños Chaves y Fabián Elizondo Arrieta por todo su respaldo y confianza. Al LanammeUCR y a la Universidad de Costa Rica por darme la oportunidad de trabajar, aprender y superarme, siempre con la consigna de mejorar la calidad de vida de los costarricenses a través de una mejor infraestructura vial. A Costa Rica, por acogernos a mí y a mi familia, ser la tierra donde eché raíces y pude formar una hermosa familia, y darme tantas oportunidades para crecer como profesional y como persona.

“Esta tesis fue aceptada por la Comisión del Programa de Estudio de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Académica en Ingeniería de Transporte y Vías”.

M. Sc. Henry Hernández Vega
Representante de la decana
Sistema de Estudios de Posgrado

M. Sc. Wendy Sequeira Rojas
Directora de Tesis

Ph. D. José Pablo Aguiar Moya
Asesor

Ph. D. Gustavo Badilla Vargas
Asesor

Ph. D. Guillermo González Beltrán
Director del Programa de Posgrado en Ingeniería Civil

Juan Carlos Múnera Miranda
Candidato

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	ii
HOJA DE APROBACIÓN	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS	xv
CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Formulación del problema	2
1.2 Propósito e importancia de la investigación.....	3
1.3 Objetivo General	3
1.3.1 Objetivo Específicos	3
1.4 Delimitación del problema.....	4
1.4.1 Alcance.....	4
1.4.2 Limitaciones.....	4
1.5 Preguntas de investigación.....	5
CAPITULO 2. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
2.1 Fase 1. Investigación bibliográfica	7
2.2 Fase 2. Caracterización de materiales y diseño de mezcla.....	7
2.2.1 Caracterización de base granular.....	7
2.2.2 Caracterización del RAP	7

2.2.3 Caracterización de la emulsión asfáltica	8
2.2.4 Caracterización del asfalto	8
2.2.5 Diseños de mezcla.....	9
2.3 Fase 3. Módulo resiliente	14
2.4 Fase 4. Deformación permanente.....	17
2.5 Fase 5. Modelación matemática.....	19
2.6 Fase 6. Análisis	20
CAPITULO 3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	21
3.1 Materiales estabilizados con asfalto.....	21
3.2 Respuesta del material.....	22
3.3 Mecanismos de falla.....	23
3.3.1 Comportamiento a corto y largo plazo.....	25
3.4 Deformación en las capas de materiales granulares y suelos.....	26
3.4.1 Deformación resiliente	28
3.4.2 Deformación permanente	29
3.4.3 Relación de esfuerzos desviadores.....	32
3.4.4 Modelación de la deformación permanente	32
3.4.5 Ensayos triaxiales de carga repetida (RLT)	35
3.5 Ecuaciones de transferencia de AASHTO	34
3.5.1 Agrietamiento por fatiga en capas de mezcla asfáltica	34
3.5.2 Ahuellamiento en las capas del pavimento	38
CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y DISEÑO DE MEZCLA.....	43
4.1 Base Granular y RAP	43
4.2 Emulsión Asfáltica	48
4.3 Asfalto.....	48

4.4 Diseños de Mezcla	50
4.4.1 Mezcla 100% base granular con emulsión asfáltica de rompimiento lento	50
4.4.2 Mezcla 50% base granular más 50% RAP con asfalto espumado	51
4.4.3 Ensayos triaxiales monotónicos	53
CAPITULO 5. DESARROLLO DE MODELOS DE MÓDULO RESILIENTE.....	59
5.1 Propiedades de los especímenes de ensayo.....	59
5.2 Análisis de las relaciones de esfuerzo desviador	60
5.3 Resultados del ensayo de módulo resiliente.....	62
5.4 Desarrollo de modelo de módulo resiliente	64
5.4.1 Linealidad y selección variables	64
5.4.2 Correlación lineal entre variables.....	65
5.4.3 Generación del modelo	67
5.4.4 Análisis de estimadores.....	68
5.4.5 Análisis de residuales.....	69
5.4.6 Análisis de bondad de ajuste	70
5.4.7 Corrección por heterocedasticidad.....	71
5.4.8 Modelo de módulo resiliente propuesto	72
CAPITULO 6. DESARROLLO DE MODELO DE DEFORMACIÓN PERMANENTE.....	73
6.1 Propiedades de los especímenes de ensayo.....	73
6.2 Resultados del ensayo de deformación permanente.....	74
6.3 Desarrollo de modelo de deformación permanente.....	78
6.3.1 Linealidad y selección de variables.....	78
6.3.2 Correlación lineal entre variables.....	78
6.3.3 Generación del modelo	80
6.3.4 Análisis de estimadores.....	81

6.3.5 Análisis de residuales	82
6.3.6 Corrección por heterocedasticidad	83
6.3.7 Análisis de bondad de ajuste	84
6.3.8 Modelo de deformación permanente propuesto	85
CAPITULO 7. ANÁLISIS DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO	87
7.1 Módulo resiliente de la capa de base estabilizada con asfalto espumado	88
7.2 Análisis estructural.....	90
7.2.1 Agrietamiento por fatiga	93
7.2.2 Ahuellamiento	97
CAPITULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	102
8.1 Conclusiones	102
8.1.1 Caracterización y diseño de mezcla	102
8.1.2 Desarrollo de modelo módulo resiliente	103
8.1.3 Desarrollo de modelo de deformación permanente.....	104
8.1.4 Análisis de estructura de pavimento.....	105
8.2 Recomendaciones.....	106
REFERENCIAS	108
APÉNDICE	115
Apéndice A. Resultados de ensayo de módulo resiliente.....	115
Apéndice B. Resultados de ensayo de deformación permanente.....	127
Apéndice C. Cálculos de evaluación del desempeño del pavimento	149
Apéndice C.1 Agrietamiento por fatiga en capa de mezcla asfáltica.....	149
Apéndice C.2 Deformación permanente en la capa de mezcla asfáltica.....	150
Apéndice C.3 Deformación permanente en la base estabilizada con asfalto espumado	150
Apéndice C.4 Deformación permanente en la subbase.....	151

Apéndice C.5 Deformación permanente en la subrasante.....	152
Apéndice C.6 Deformación permanente total	153
ANEXOS	154
Anexo A. Certificado de calidad de la emulsión asfáltica	154
Anexo B. Certificado de calidad del asfalto.....	155

RESUMEN

La estabilización de materiales granulares con emulsión asfáltica o asfalto espumado, se utiliza cada vez más por sus ventajas económicas y ambientales. Su aplicación es a temperatura ambiente, se puede emplear con gran variedad de materiales, desde nuevos a marginales, como los recuperados de pavimentos asfálticos deteriorados, y se requiere de menor tiempo de curado para la apertura al tránsito. Todas estas ventajas se reflejan en la reducción de las emisiones de gases de efecto invernadero, el consumo de energía y la explotación de materiales vírgenes. Por su alto desempeño, se ha implementado en proyectos de mediano a alto volumen de tráfico. Como todo material, para el diseño de pavimentos, es indispensable contar con modelos matemáticos que permitan estimar su respuesta mecánica y predecir el desempeño. La siguiente investigación desarrolló modelos de predicción del módulo resiliente y de deformación permanente en materiales granulares estabilizados con asfalto. Se diseñaron dos mezclas con material granular y pavimento asfáltico recuperado (RAP) utilizando asfalto espumado y emulsión asfáltica. Se realizaron ensayos triaxiales de carga repetida para el módulo resiliente y la deformación permanente, lo cuales permitieron generar modelos de predicción con base en variables mecánicas y el contenido de humedad.

Palabras Clave

Reciclado en frío, asfalto espumado, emulsión asfáltica, módulo resiliente, deformación permanente.

ABSTRACT

The stabilization of granular materials with asphalt emulsion or foamed asphalt, is increasingly used due to its economic and environmental advantages. The application is at room temperature, it can be used with a wide variety of materials, from new to marginal, such as those reclaimed from deteriorated asphalt pavements, and less curing time is required for opening to traffic. All these advantages are reflected in the reduction of greenhouse gas emissions, energy consumption and the exploitation of virgin materials. Due to its high performance, it has been implemented in medium to high traffic volume projects. Like any material, for the design of pavements, it is essential to have mathematical models that allow estimating its mechanical response and predicting performance. The following investigation developed predictive models for the resilient modulus and permanent deformation in granular materials stabilized with asphalt. Two mixtures with granular

material and reclaimed asphalt pavement (RAP) were designed using foamed asphalt and asphalt emulsion. Triaxial repeated load tests were carried out for the resilient modulus and permanent deformation, which allowed the generation of prediction models based on mechanical variables and moisture content.

Keywords

Cold recycling, foamed asphalt, asphalt emulsion, resilient modulus, permanent deformation.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Metodología de la investigación	6
Figura 2 Procedimiento para determinar el contenido óptimo de asfalto residual	11
Figura 3 Procedimiento para determinar la resistencia al corte	13
Figura 4 Trayectorias de esfuerzo para el ensayo de módulo resiliente.....	15
Figura 5 Trayectorias de esfuerzo para el ensayo de deformación permanente mezcla 100%BG+EA	17
Figura 6 Trayectorias de esfuerzo para el ensayo de deformación permanente mezcla 50%BG+50%RAP+AE	18
Figura 7 Estimación del modelo	20
Figura 8 Dispersión del asfalto en materiales estabilizados con asfalto	22
Figura 9 Resistencia al cortante en materiales estabilizados con asfalto	22
Figura 10 Comportamiento de los materiales estabilizados con asfalto	23
Figura 11 Medio no continuo en los materiales estabilizados con asfalto	24
Figura 12 Cambio de las propiedades del material durante el periodo de curado.....	25
Figura 13 Esfuerzos en el pavimento por el paso de los vehículos.....	27
Figura 14 Deformaciones en materiales granulares bajo carga cíclica	28
Figura 15 Ahuellamiento en capas del pavimento	30
Figura 16 Tipos de comportamiento de deformación permanente dependiendo del nivel de esfuerzos	31
Figura 17 Deformación permanente en BSM a diferentes relaciones de esfuerzo desviador	35
Figura 18 Desarrollo de la deformación permanente: (a) con niveles de esfuerzo constante, y; (b) con niveles de esfuerzos variables	36
Figura 19 Base granular	43
Figura 20 Material de RAP	44

Figura 21 Recubrimiento y adherencia de la base granular con la emulsión asfáltica.....	46
Figura 22 Curva granulométrica de los materiales de base granular y RAP.....	46
Figura 23 Calibración de la espuma de asfalto	49
Figura 24 Determinación del contenido óptimo de agua de inyección	50
Figura 25 Diseño de mezcla 100%BG+EA	51
Figura 26 Diseño de mezcla 50%BG+50%RAP+AE	52
Figura 27 Variación del esfuerzo desviador con respecto a la deformación vertical.....	54
Figura 28 Variación del esfuerzo principal σ_{1f} con respecto al esfuerzo de confinamiento σ_3	55
Figura 29 Círculos de Mohr y envolvente de falla con resultados de ensayo triaxial monotónico....	57
Figura 30 Especímenes después del ensayo triaxial monotónico	58
Figura 31 Resultados del ensayo de módulo resiliente	62
Figura 32 Análisis de residuales del modelo de módulo resiliente	70
Figura 33 Módulo resiliente predicho vs real.....	71
Figura 34 Resultados del ensayo de deformación permanente	74
Figura 35 Tasa de deformación permanente acumulada versus la deformación permanente acumulada	75
Figura 36 Análisis de residuales, modelo de deformación permanente	83
Figura 37 Deformación permanente predicha vs real	85
Figura 38 Estructura de pavimento para determinar el módulo resiliente de la capa de BSM	89
Figura 39 Estructura de pavimento para análisis estructural.....	90
Figura 40 Porcentaje de daño acumulado y área agrietada (agrietamiento de abajo hacia arriba) ...	95
Figura 41 Porcentaje de daño acumulado y longitud de agrietamiento longitudinal (agrietamiento de arriba hacia abajo)	97
Figura 42 Deformación permanente en BSM a diferentes relaciones de esfuerzo desviador con modelo propuesto.....	98

Figura 43 Sobreestimación del desempeño a deformación permanente por extrapolación de datos obtenidos con ensayo con pocas repeticiones de carga.....	99
Figura 44 Deformación permanente suponiendo que la base se deforma como una base granular sin estabilizar	101
Figura 45 Deformación permanente aplicando el modelo de deformación permanente propuesto para BSM.....	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Ensayos de diseño de mezcla	10
Tabla 2 Porcentaje óptimo teórico de asfalto residual	11
Tabla 3 Clasificación y especificaciones técnicas para el diseño de mezcla	14
Tabla 4 Secuencias de esfuerzos para ensayo de módulo resiliente.....	16
Tabla 5 Secuencias de esfuerzos para ensayo de deformación permanente 100%BG+EA	18
Tabla 6 Secuencias de esfuerzos para ensayo de deformación permanente 50%BG+50%RAP+AE	19
Tabla 7 Características de ensayos RLT para deformación permanente.....	33
Tabla 8 Nivel de confiabilidad recomendada en función del nivel jerárquico.....	38
Tabla 9 Umbrales de falla para agrietamiento	38
Tabla 10 Umbral de falla para deformación permanente	42
Tabla 11 Caracterización de los materiales de base granular y RAP	45
Tabla 12 Caracterización de emulsión asfáltica CSS-1h	48
Tabla 13 Caracterización de asfalto	49
Tabla 14 Resumen de diseño de mezcla	53
Tabla 15 Resumen de resultados de resistencia al corte	56
Tabla 16 Características de los especímenes de ensayo de módulo resiliente	59
Tabla 17 Relaciones de esfuerzo desviador para secuencias de ensayo AASHTO T 307	60
Tabla 18 Relaciones de esfuerzo desviador para secuencias de ensayo NCHRP 1-28A	60

Tabla 19 Análisis de modelos de módulo resiliente para cada mezcla	63
Tabla 20 Coeficientes de correlación Pearson entre variables de modelo de módulo resiliente.....	66
Tabla 21 Resumen de resultados OLS modelo 1 de módulo resiliente	67
Tabla 22 Resumen de resultados OLS modelo 2 de módulo resiliente	68
Tabla 23 Resumen de resultados GLS modelo de módulo resiliente	72
Tabla 24 Rango de aplicación del modelo de Mr.....	72
Tabla 25 Características de los especímenes de ensayo de DP	73
Tabla 26 Resumen de resultados ensayo de deformación permanente	77
Tabla 27 Coeficientes de correlación Pearson entre variables	79
Tabla 28 Resumen de resultados OLS modelo 1 de DP	80
Tabla 29 Resumen de resultados OLS modelo 2 de DP	81
Tabla 30 Resumen de resultados GLS modelo de deformación permanente	84
Tabla 31 Rango de datos de modelo DP	86
Tabla 32 Estructura de pavimento.....	87
Tabla 33 Módulo resiliente y relación de esfuerzo desviador de la capa de BSM.....	89
Tabla 34 Puntos de medición de la respuesta mecánica.....	91
Tabla 35 Deformaciones obtenidas del análisis estructural	92
Tabla 36 Resumen de desempeño de estructura propuesta	93
Tabla 37 Daño acumulado y porcentaje de área agrietada (agrietamiento de abajo hacia arriba)	94
Tabla 38 Daño acumulado y longitud de grietas longitudinales (agrietamiento de arriba hacia abajo)	96
Tabla 39 Variación del DSR en la capa de BSM con respecto a diferentes espesores de carpeta asfáltica	100
Tabla 40 Secuencias de esfuerzo para el ensayo de deformación permanente para BSM	107

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO: Siglas en inglés para *American Association of State Highway and Transportation Officials* correspondiente en español Asociación Americana de Oficiales Estatales de Carreteras y Transporte.

AE: Asfalto Espumado.

BG: Base Granular.

BSM: Siglas en inglés para *Bitumen Stabilized Material*, correspondiente en español a Material Estabilizado con Asfalto.

C: Cohesión

CA: Capa Asfáltica.

CBR: Siglas en inglés para *California Bearing Ratio*, correspondiente en español a Índice de Soporte California.

CSS-1h: Emulsión asfáltica catiónica, de rompimiento lento, de baja viscosidad, y de residuo asfáltico de consistencia dura.

DSR: Siglas en inglés para *Deviatoric Stress Ratio*, correspondiente en español a Relación de Esfuerzos Desviadores.

EA: Emulsión Asfáltica.

EMC: Siglas en inglés para *Equilibrium Moisture Content*, correspondiente en español a Contenido de Humedad de Equilibrio.

ESAL: Siglas en inglés para *Equivalent Simple Axial Load*, correspondiente en español a Eje Simple Equivalente de Carga.

FI: Ángulo de Fricción Interna.

GLS: Siglas en inglés para *Generalized Least Squares*, correspondiente en español a Mínimos Cuadrados Generalizados.

ITS: Siglas en inglés para *Indirect Tensile Strength*, correspondiente en español a Resistencia a Tensión Indirecta.

LANAMME: Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales.

MC: Siglas en inglés para *Moisture Content*, correspondiente en español a Contenido de Humedad.

OLS: Siglas en inglés para *Ordinary Least Squares*, correspondiente en español a Mínimos Cuadrados Ordinarios.

MEPDG: Siglas en inglés para *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*, correspondiente en español a Guía de Diseño Mecánica-Empírica de Pavimentos.

MESALs: Siglas en inglés para *Millions of Equivalent Simple Axial Loads*, correspondiente en español a Millones de Ejes Simples Equivalentes de Carga.

MIST: Siglas en inglés para *Moisture Induced Sensitivity Test*, correspondiente en español a Ensayo de Sensibilidad Inducida por Humedad.

MR: Módulo Resiliente.

MSRLT: Siglas en inglés para *Multiple Stage Repeated Load Triaxial*, correspondiente en español Triaxial de Carga Repetida Multietapa.

NCHRP: Siglas en inglés para *National Cooperative Highway Research Program*, correspondiente en español a Programa Nacional de Cooperación para Investigación en Autopistas.

OMC: Siglas en inglés para *Optimum Moisture Content*, correspondiente en español a Contenido Óptimo de Humedad.

RAP: Siglas en inglés para *Reclaimed Asphalt Pavement*, correspondiente en español a Pavimento Asfáltico Recuperado.

RTCA: Reglamento Técnico Centroamericano.

SSRLT: Siglas en inglés para *Single Stage Repeated load Triaxial*, correspondiente en español Triaxial de Carga Repetida de una Sola Etapa.

TSR: Siglas en inglés para *Tensile Strength Ratio*, correspondiente en español a Resistencia Retenida a Tensión Indirecta.



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

SEP Sistema de
Estudios de Posgrado

Autorización para digitalización y comunicación pública de Trabajos Finales de Graduación del Sistema de Estudios de Posgrado en el Repositorio Institucional de la Universidad de Costa Rica.

Yo, Juan Carlos Múnera Miranda, con cédula de identidad 801040304, en mi condición de autor del TFG titulado Desarrollo de modelos de módulo resiliente y deformación permanente para materiales granulares estabilizados con asfalto en estructuras de pavimento flexible

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado. SI ☒ NO * ☐

*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: _____ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi Director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

FIRMA ESTUDIANTE

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá.

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

La estabilización de materiales granulares con asfalto, mediante asfalto espumado o emulsión asfáltica, es una técnica que ha tenido un gran crecimiento en los últimos años (Jenkins, 2019). Es una alternativa económica y ambientalmente sostenible en proyectos de rehabilitación de pavimentos, dado que se reciclan los materiales existentes en sitio (economía circular) y su aplicación es a temperatura ambiente, lo cual implica una reducción de: la producción y acarreo de materiales, el consumo de combustible y la emisión de gases de efecto invernadero (Wirtgen, 2004). El periodo de curado previo a la apertura al tránsito es menor en comparación con otras técnicas de estabilización, implicando cierres temporales menos extensos. La variedad de materiales que son aptos para ser tratados con asfalto es amplia, desde materiales nuevos hasta materiales considerados como marginales por su alto grado de deterioro en el pavimento y que pueden ser aprovechados en técnicas como el reciclado en frío. El alto desempeño que pueden llegar a presentar estos materiales los hace competentes para proyectos de mediano a alto volumen de tránsito (Wirtgen, 2012). Su comportamiento mecánico es similar a los materiales granulares, pero con un incremento significativo de la cohesión y una menor susceptibilidad al daño por humedad (Sabita, 2020).

En Costa Rica, la implementación de esta tecnología aún se encuentra en etapas tempranas, donde las constructoras han ido adquiriendo el equipo de reciclado en frío (recuperadoras) y ganando experiencia con algunos proyectos. Estos equipos en la actualidad se usan principalmente en la estabilización con cemento hidráulico, a pesar de que se pueden emplear para la estabilización con asfalto espumado o emulsión asfáltica. El Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) tiene varios años implementando la metodología de diseño de mezcla, y producto de esto, ha publicado una guía para el diseño de mezcla en el laboratorio y propuesto especificaciones técnicas (Ulloa & Múnera, 2018b).

En el diseño mecánico-empírico de pavimentos es esencial contar con modelos constitutivos (para estimar el módulo resiliente) que determinen la respuesta estructural (esfuerzos, deformaciones y deflexiones) de las capas que conforman el pavimento; y con base a esto y por medio de ecuaciones de transferencia, predecir los deterioros que experimenta el pavimento (agrietamiento, ahuellamiento y aumento de la rugosidad o IRI (Índice de Regularidad Internacional)) a lo largo de su periodo de diseño.

En particular, el ahuellamiento o rodadura es un deterioro del pavimento que implica un mayor consumo de combustible por el incremento en la fricción, y además representa un riesgo de accidentes por hidroplaneo en condiciones de lluvia (Leiva et al., 2016). El ahuellamiento de las diferentes capas

del pavimento depende de factores como la densidad, la humedad, los niveles de esfuerzo, las repeticiones de carga, entre otros (Lekarp, 1999). En los últimos años, algunos países como Sudáfrica han desarrollado ecuaciones de transferencia para predecir el ahuellamiento en los materiales estabilizados con asfalto considerando las condiciones de sus estructuras de pavimento (Wirtgen, 2004; Bierman, 2018; Sabita, 2020). Sin embargo, en Costa Rica los diseñadores de pavimentos no cuentan con modelos para predecir la respuesta estructural y el desempeño ante la deformación permanente de los materiales estabilizados con asfalto, que sea producto del ensayo de materiales y condiciones propias del país. La siguiente investigación pretende desarrollar modelos para predecir el módulo resiliente y la acumulación de deformación permanente en materiales granulares estabilizados con asfalto, mediante ensayos triaxiales cíclicos que simulen los estados de esfuerzo y condiciones de humedad en la estructura del pavimento.

1.1 Formulación del problema

Los pavimentos flexibles presentan cuatro tipos de deterioros principales: deformación permanente, agrietamiento por fatiga, agrietamiento térmico y daño por humedad. Estos deterioros, de tipo estructural y funcional, son los más severos por su impacto en la serviciabilidad y los costos en rehabilitación. Por esta razón, innumerables investigaciones se han enfocado en el desarrollo de modelos que predigan el desempeño del pavimento ante estos deterioros. En el diseño mecanístico-empírico de pavimentos se evalúa su desempeño mediante modelos o funciones de transferencia que relacionen la respuesta estructural, ante las cargas de tránsito y las condiciones ambientales, con los deterioros que podría experimentar el pavimento durante su vida útil. Actualmente en la guía de AASHTO, para el diseño mecanístico-empírico de pavimentos (AASHTO, 2020), no se consideran modelos constitutivos y ecuaciones de transferencia para las bases estabilizadas con emulsión asfáltica o asfalto espumado. A nivel mundial, Sudáfrica es de los países que más experiencia acumula con la estabilización de materiales con asfalto espumado o emulsión asfáltica, y apenas recientemente han incorporado en sus manuales de diseño de pavimentos modelos de deformación permanente calibrados para sus tipos de materiales, cargas y condiciones ambientales (Ebels, 2008; Bierman, 2018; Sabita, 2020).

En Costa Rica, se ha avanzado en los últimos años en cuanto procedimientos para el diseño de mezcla y especificaciones técnicas para los materiales estabilizados con asfalto (Ulloa & Múnera, 2020), sin embargo, no se cuenta con modelos para estimar el módulo resiliente y el desempeño ante la deformación permanente que hayan sido generados del ensayo con materiales que comúnmente se encuentren en el país y en una condición de humedad que sea más representativa a nivel nacional.

1.2 Propósito e importancia de la investigación

El propósito de la investigación es la generación de modelos constitutivos para el módulo resiliente y funciones de transferencia para la acumulación de deformación permanente de materiales granulares estabilizados con asfalto mediante ensayos triaxiales cíclicos que simulen los estados de esfuerzo y la humedad dentro de una estructura de pavimento flexible. Los modelos desarrollados incorporarán propiedades físicas y mecánicas de los materiales con el fin de aportar las herramientas necesarias para el análisis de la respuesta estructural y el desempeño durante el periodo de diseño de una estructura de pavimento flexible. Los modelos generados servirán de insumo para su posterior calibración e inclusión en la guía de diseño mecánico-empírica de pavimentos de Costa Rica.

1.3 Objetivo General

Desarrollar modelos para el módulo resiliente y la deformación permanente en materiales granulares estabilizados con asfalto que permitan predecir su respuesta estructural y desempeño.

1.3.1 Objetivo Específicos

- Caracterizar los materiales (base granular, material asfáltico recuperado (RAP), emulsión asfáltica de rompimiento lento y asfalto), mediante ensayos de laboratorio que determinen propiedades físicas y mecánicas que sirvan de insumo para los diseños de mezcla, así como verificar si los materiales son adecuados para ser estabilizados con asfalto.
- Realizar diseños mezcla, con asfalto espumado y con emulsión asfáltica, y con combinaciones de base granular y RAP que representen el proceso de recuperación de las capas de carpeta asfáltica y material subyacente.
- Analizar la respuesta resiliente y el desempeño ante la deformación permanente mediante ensayos triaxiales cíclicos que simulen los estados de esfuerzo que podría experimentar el material dentro de la estructura del pavimento.
- Generar modelos para predecir el módulo resiliente y la acumulación de deformación permanente que consideren variables del diseño de mezcla y propiedades mecánicas de los materiales como esfuerzos y deformaciones.

1.4 Delimitación del problema

1.4.1 Alcance

La investigación comprende el desarrollo de modelos para predecir el módulo resiliente y la acumulación de deformación permanente en capas de materiales granulares estabilizados con asfalto mediante ensayos triaxiales cíclicos. Los modelos generados servirán para el análisis de la respuesta del pavimento en términos de esfuerzos, deformaciones, deflexiones y el desempeño ante la deformación permanente.

Se analizan dos mezclas diferentes en las cuales se varía el contenido de RAP y de base granular, así como el tipo de agente estabilizador asfáltico (asfalto espumado y emulsión asfáltica de rompimiento lento). Ambas mezclas tienen un contenido de relleno mineral activo (1 % de cemento hidráulico) para una adecuada resistencia al daño por humedad.

Los ensayos triaxiales de módulo resiliente y deformación permanente se realizan bajo una condición de humedad de aproximadamente el 70 % del contenido óptimo de humedad producto del curado. De acuerdo con Asphalt Academy (2009) y Wirtgen (2012), estos ensayos se realizan bajo una humedad de aproximadamente el 50 % del contenido óptimo de humedad, sin embargo, esta condición podría no representar la alta humedad relativa y precipitación que predomina en Costa Rica.

Los niveles de esfuerzos del módulo resiliente y deformación permanente se establecen según lo propuesto por NCHRP (2004), Ebels (2008) y Dal Ben (2014).

1.4.2 Limitaciones

Las fuentes de material de base granular y RAP se limitan a una, y con la combinación de ambos, se van a obtener 2 mezclas diferentes para la investigación. Para el diseño de mezcla sólo se considera la variación del contenido de asfalto residual, dejando fijo el tipo y contenido de relleno mineral activo.

El estudio no evalúa el efecto de la variación del contenido de RAP, contenido y tipo de relleno mineral activo y el contenido de humedad en el módulo resiliente y en el desempeño por deformación permanente.

El contenido de RAP se limita a 50 % máximo, ya que contenidos mayores se asocian con una falla acelerada por deformación permanente cuando hay presencia de altas cargas por tráfico y temperatura como puede suceder en Costa Rica (Ebels, 2008; Wirtgen, 2012; Dal Ben, 2014).

En el ensayo de deformación permanente la cantidad de repeticiones de carga se limita a 15 000 por la capacidad del equipo triaxial utilizado. Los especímenes de ensayo se someterán a niveles de esfuerzo con los cuales se pretende no sobrepasar el límite creep plástico del material (teoría de “*Shakedown*”).

Los modelos de módulo resiliente y deformación permanente desarrollados requerirán posteriormente una calibración para contemplar diferentes factores de campo como el clima, materiales, procesos constructivos, cargas de tráfico, entre otros.

1.5 Preguntas de investigación

El desarrollo de la investigación permitirá responder las siguientes preguntas:

¿Cómo estimar la respuesta estructural y el desempeño de los materiales estabilizados con asfalto?

¿Los materiales estabilizados con asfalto realmente se comportan como bases granulares y exhiben un comportamiento esfuerzo-dependiente?

¿Qué variables se pueden considerar en un modelo de módulo resiliente y de deformación permanente para materiales estabilizados con asfalto?

¿Qué estados de esfuerzos podría llegar a experimentar una capa de material estabilizado con asfalto dentro de la estructura del pavimento?

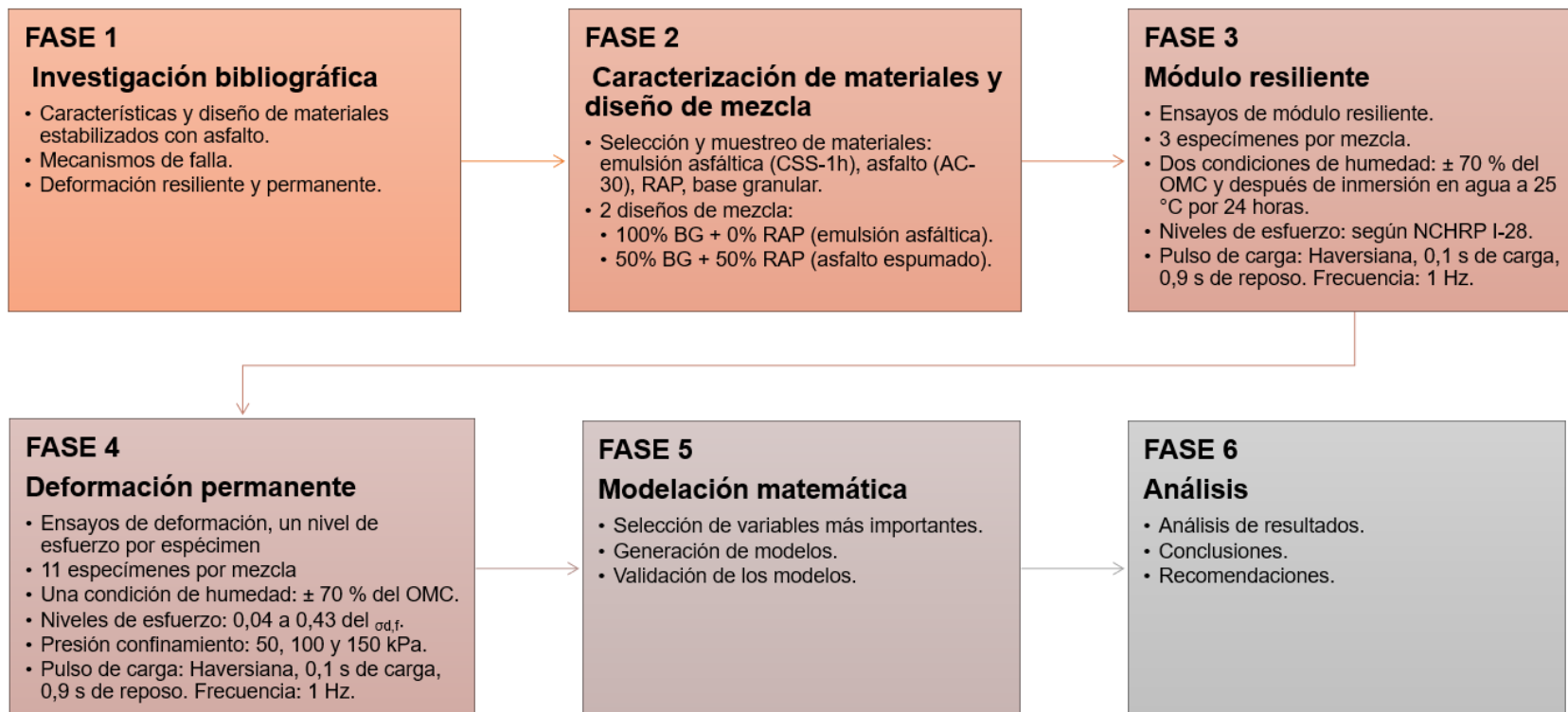
¿Qué relación de esfuerzos desviadores máxima se debería limitar para que el material no sobrepase el límite creep plástico y falle por deformación permanente?

CAPITULO 2. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

En la Figura 1 se muestra el esquema experimental con las diferentes fases del proyecto. Seguidamente se explica brevemente cada una de las fases del proyecto.

Figura 1

Metodología de la investigación



2.1 Fase 1. Investigación bibliográfica

La primera fase de la investigación consistió en una revisión bibliográfica de la literatura nacional e internacional sobre los materiales granulares estabilizados con asfalto. Entre los temas que se consideraron en la revisión están: características de los materiales estabilizados con asfalto, respuesta mecánica del material, componentes de la mezcla, consideraciones en las emulsiones asfálticas y asfalto espumado utilizadas en la estabilización, aspectos del diseño de mezcla en laboratorio, mecanismos de falla esperados, comportamiento a corto y largo plazo en el campo, conceptos de la deformación resiliente y permanente, factores que afectan la deformación resiliente y permanente, modelación de la deformación permanente, ensayos triaxiales de carga repetida (RLT, por sus siglas en inglés), entre otros. La información recabada fue indispensable para entender el comportamiento del material y definir los ensayos para su caracterización física y mecánica. La investigación bibliográfica fue una actividad recurrentemente durante el desarrollo del estudio.

2.2 Fase 2. Caracterización de materiales y diseño de mezcla

Esta fase incluyó el muestreo de los materiales: una base granular típica, un material de pavimento asfáltico recuperado (RAP), emulsión asfáltica catiónica de rompimiento lento (CSS-1h) y asfalto para ser espumado. Posterior al muestreo, se procedió a caracterizar los materiales. Con caracterización se evaluó que los materiales fueran adecuados para ser estabilizados con asfalto.

2.2.1 Caracterización de base granular

Incluyó los siguientes ensayos:

- CBR (California Bearing Ratio) (AASHTO T 193).
- Próctor Modificado (AASHTO T 180).
- Granulometría (ASTM C 117/C 136).
- Límites Atterberg (ASTM D 4318).
- Gravedad específica (ASTM C127/C128).

2.2.2 Caracterización del RAP

Comprendió los siguientes ensayos:

- Granulometría (AASHTO T 11 y T 27).
- Gravedad específica (ASTM C127/C128).
- Contenido de asfalto (ASTM D 2172).
- Extracción del asfalto para caracterización (ASTM D 5404).
- Granulometría del agregado extraído (ASTM D 5444).
- Penetración del residuo asfáltico (ASTM D 5).
- Comprobación del nivel de actividad del RAP (Sabita, 2020).

La comprobación del "*nivel de actividad*" del RAP consiste en (Sabita, 2020): calentar previamente una muestra representativa de RAP a 70 °C. Seguidamente compactar varios especímenes de ensayo de 100 mm de diámetro con 75 golpes por cara utilizando el mazo Marshall. Luego acondicionar en agua durante 24 horas a 25 °C y finalmente fallar a tensión indirecta los especímenes de ensayo.

2.2.3 Caracterización de la emulsión asfáltica

Se incluyeron los siguientes ensayos:

- Viscosidad Saybolt Furol a 25 °C (ASTM D 6937).
- Destilación (ASTM D 6997).
- Penetración del residuo asfáltico (ASTM D 5).
- Prueba de tamizado (ASTM D 6933).
- Estabilidad a 24 horas (ASTM D 6930).

Adicionalmente se evaluó la compatibilidad de la emulsión asfáltica con el material granular mediante el ensayo de recubrimiento y adherencia siguiendo el procedimiento descrito en el Manual Básico de Emulsiones (Asphalt Institute, 2008).

2.2.4 Caracterización del asfalto

Se incluyeron los siguientes ensayos:

- Penetración (ASTM D 5).
- Viscosidad absoluta a 60°C (ASTM D 2171).

También se realizaron ensayos de expansión y vida media para evaluar la calidad de la espuma en términos de su viscosidad y estabilidad. Para esto se utilizó la planta de laboratorio

para asfalto espumado de Wirtgen WLB 10S. El procedimiento se hizo según lo indicado en el Manual de Laboratorio para Reciclado en Frio (Wirtgen, 2017).

2.2.5 Diseños de mezcla

Una vez caracterizados los materiales se realizaron 2 diseños de mezcla variando el contenido de RAP y el tipo de agente estabilizar asfáltico. Se incorporó 1% de cemento hidráulico (de uso general), sobre el peso de agregado seco, como relleno mineral activo a todas las mezclas para mejorar la resistencia al daño por humedad. Para prevenir un comportamiento frágil y que la mezcla fuera propensa al agrietamiento, se limitó a 1 % máximo el contenido de cemento (Wirtgen, 2012). A continuación, se indican las combinaciones:

- 100 % base granular y 0 % de RAP, con emulsión asfáltica. La mezcla se identificó como: 100%BG+EA.
- 50 % base granular y 50 % RAP, con asfalto espumado. La mezcla se identificó como: 50%BG+50%RAP+AE. Esta combinación simula el proceso de reciclado en frio en un proyecto de rehabilitación donde se recupera la carpeta asfáltica deteriorada y parte de la base granular subyacente. Los porcentajes de RAP utilizados, como parte de una base reciclada, pueden llegar hasta el 100 % del total del material granular (Wirtgen, 2004; Wirtgen, 2012; Sabita, 2020).

Para la mezcla con 100 % base granular, se efectuó el ensayo de relación densidad-humedad (Próctor modificado) de acuerdo con la norma de ensayo AASHTO T180 incorporando una cantidad fija emulsión asfáltica al material granular (2,4 % sobre el peso seco del material, de acuerdo con la Tabla 2), y así obtener el contenido óptimo de fluidos totales. Para la mezcla con 50 % base granular y 50 % RAP se hizo un ensayo de Próctor modificado sin incorporar el asfalto espumado. Los diseños de mezcla (mezclado, compactación, curado y falla de especímenes) se realizaron siguiendo los procedimientos de laboratorio descritos en: Wirtgen (2012), Ulloa & Múnera (2020) y Sabita (2020). A nivel general, el diseño de mezcla involucra una serie de ensayos que consideran la resistencia al daño por humedad mediante ensayos de tensión indirecta y la deformación permanente, por medio de ensayos triaxiales para medir su resistencia al cortante. En la Tabla 1 se resumen las características de los ensayos de diseño.

Tabla 1*Ensayos de diseño de mezcla*

Etapas de diseño	Ensayos	Especímenes	Compactación	Curado
Contenido óptimo de asfalto	Tensión indirecta	6 especímenes por contenido de asfalto (3 mín.), 150 mm de diámetro, 95 mm de altura	Vibratoria, 2 capas, 60 s de tiempo de compactación, 10 kg de sobrecarga	72 horas a 40 °C
Clasificación del material por resistencia al corte	Triaxiales (0, 50, 100 y 200) kPa	10 especímenes, 100 mm de diámetro, 200 mm de altura	Vibratoria, 6 capas, 30 s de tiempo de compactación, 5 kg de sobrecarga	EMC, ± 70 % del OMC, 48 horas a 40 °C, sellados en bolsa plástica

Nota. EMC es el contenido de humedad de equilibrio, OMC es el contenido óptimo de humedad. Las especificaciones técnicas del compactador vibratorio utilizado se describen en Ulloa & Múnera (2020).

Para la fabricación de los especímenes de ensayo para el diseño de mezcla, módulo resiliente y deformación permanente se requirió eliminar los sobretamaños que se retienen en el tamiz de 19 mm (3/4"). El porcentaje de sobretamaño se sustituyó y compensó con material pasando 19 mm (3/4") y retenido en el tamiz de 12,5 mm (1/2"). El material se dividió en las siguientes fracciones (Wirtgen, 2012):

- Pasando la malla 19 mm (3/4") y retenido en la malla 12,5 mm (1/2").
- Pasando la malla 12,5 mm (1/2") y retenido en la malla 4,75 mm (N° 4).
- Pasando la malla 4,75 mm (N° 4).

Para la determinación del contenido de óptimo de asfalto se fabricaron 6 especímenes de ensayo de 150 mm diámetro por 95 mm de altura por cada contenido de asfalto (al menos 3). El porcentaje óptimo teórico de asfalto residual para iniciar el diseño de mezcla se determinó según el porcentaje pasando el tamiz de 0,075 mm (N° 200) y de 4,75 mm (N° 4) conforme a la Tabla 2, y con respecto a este, se varió el porcentaje de asfalto en $\pm 0,5$ %. Los especímenes de ensayo se compactaron mediante compactación vibratoria hasta alcanzar el 100 % de compactación del Próctor modificado y luego se curaron por 72 horas a 40 °C en un horno de aire forzado. Después del curado, se determinó la masa y las dimensiones de los especímenes para calcular su densidad bruta, se descartó cualquier espécimen que difiriera en más del 5 % del promedio de la densidad bruta. La mitad de los especímenes de cada grupo se acondicionaron en un baño con agua a 25

°C por 24 horas y el resto se dejaron al aire a temperatura ambiente. Posteriormente se fallaron a tensión indirecta. En la Figura 2 se muestra el procedimiento para determinar el contenido óptimo de asfalto residual.

Tabla 2

Porcentaje óptimo teórico de asfalto residual

Fracción pasando el tamiz 0,075 mm (%)	Residuo asfáltico % sobre peso seco de agregado Fracción pasando el tamiz 4,75 mm		Material típico
	< 50 %	> 50 %	
< 4	2,0	2,0	RAP
4 - 7	2,2	2,4	RAP/Piedra triturada graduada, gravas naturales, mezclas de las anteriores
7 - 10	2,4	2,8	
> 10	2,6	3,2	gravas/arenas

Nota. Tomado de Wirtgen (2012).

Figura 2

Procedimiento para determinar el contenido óptimo de asfalto residual



Se calculó la resistencia a tensión indirecta sin acondicionamiento (ITS_{seco}), la resistencia a tensión indirecta con acondicionamiento ($ITS_{húmedo}$) y el porcentaje de resistencia retenida

(TSR). La resistencia a la tensión indirecta se calculó según la Ecuación 1 y la resistencia retenida de acuerdo con la Ecuación 2.

$$ITS = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot h} \cdot 10^6 \quad (1)$$

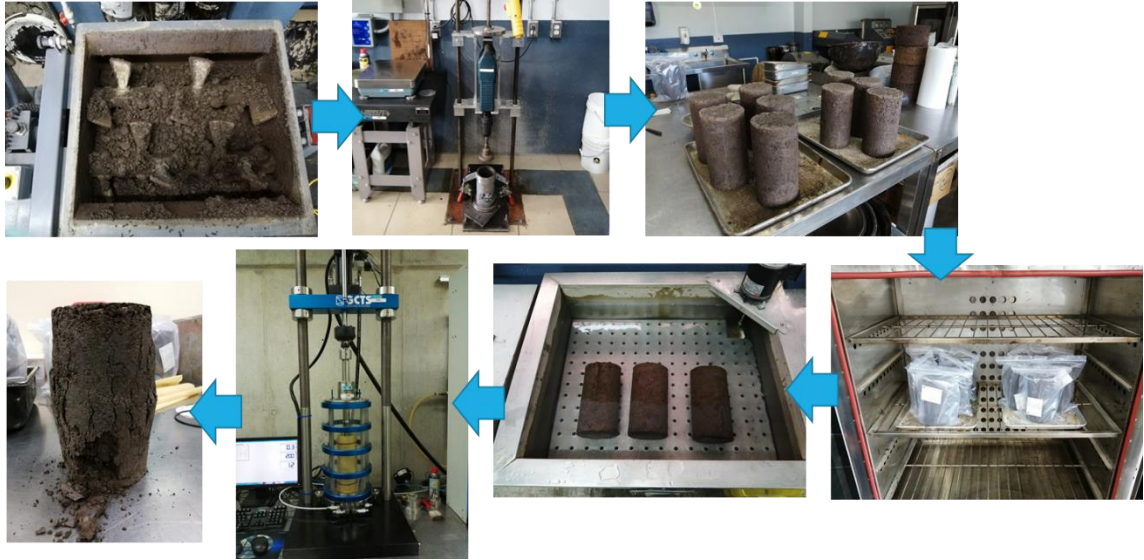
$$TSR = \frac{ITS_{acond \text{ prom}}}{ITS_{sin \text{ acond prom}}} \cdot 100 \quad (2)$$

Donde, ITS es la resistencia a la tensión indirecta en kPa, P es la carga máxima en kN, d es diámetro del espécimen en mm, h es la altura en mm, $ITS_{acond \text{ prom}}$ es el promedio del grupo de especímenes acondicionados y el $ITS_{sin \text{ acond prom}}$ es el promedio del grupo de especímenes sin acondicionamiento. Se seleccionó el contenido de asfalto residual que cumpliera con las resistencias mínimas y el porcentaje de resistencia retenida al daño por humedad.

Con el contenido óptimo de asfalto, se realizaron ensayos de resistencia al corte en el equipo triaxial para la clasificación del material. Se fabricaron 10 especímenes de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura mediante compactación vibratoria hasta alcanzar el 100% de compactación del Proctor Modificado. Después de la compactación, los especímenes se colocaron en un horno de aire forzado a 40 °C, y cada media hora se pesaron hasta llegar a un ± 70 % del contenido óptimo de humedad (OMC), este contenido de humedad corresponde a la humedad de equilibrio a la cual el material tiende posterior a la compactación y es dependiente del balance entre la evapotranspiración y la precipitación del sitio. Luego se colocaron en bolsas plásticas para evitar la pérdida de humedad y se dejaron curando por 48 horas a 40 °C ± 1 °C en un horno de aire forzado. Después todos los especímenes se retiraron del horno, ocho de ellos se mantuvieron dentro de la bolsa plástica a una temperatura con 25 °C ± 2 °C por 24 horas, y los otros dos fueron removidos de las bolsas plásticas y se sumergieron en un baño de agua a 25 °C ± 2 °C por 24 horas. Los ocho especímenes sin acondicionamiento se retiraron de sus bolsas plásticas y se sometieron a ensayos triaxiales de carga monotónica a una velocidad de carga de 3 mm/minuto, dos especímenes por cada presión de confinamiento: 50 kPa, 100 kPa y 200 kPa. El procedimiento ensayo de resistencia al corte para materiales estabilizados con asfalto se describe detalladamente en Sabita (2020). En la Figura 3 se muestra el procedimiento de laboratorio para determinar la resistencia al corte.

Figura 3

Procedimiento para determinar la resistencia al corte



Por medio de los círculos de Mohr y la envolvente de falla, siguiendo el modelo de Mohr-Coulomb se pueden calcular los parámetros de cohesión C y ángulo de fricción interna ϕ , sin embargo, se calcularon de una forma más sencilla graficando el esfuerzo principal mayor (σ_{1f}) en el eje vertical y el esfuerzo principal menor de confinamiento (σ_3) en el eje horizontal de los especímenes sin acondicionamiento. Luego se trazó una línea de mejor ajuste por los puntos y se determinó la pendiente A y el intercepto B . Con la Ecuación 3 y 4 se calcularon el ángulo de fricción interna y la cohesión (Sabita, 2020).

$$\phi = \text{sen}^{-1} \left(\frac{A - 1}{A + 1} \right) \quad (3)$$

$$C = B \cdot \frac{1 - \text{sen} \phi}{2 \cdot \cos \phi} \quad (4)$$

Los dos especímenes acondicionados se fallaron a una presión de confinamiento de 100 kPa. Con los esfuerzos principales mayores de los especímenes con y sin acondicionamiento ($\sigma_{1f \text{ acond}}$ y $\sigma_{1f \text{ sin acond}}$ respectivamente) se calculó el porcentaje de cohesión retenida según la Ecuación 5. Los resultados obtenidos se compararon con las especificaciones de la Tabla 3.

$$C = \frac{\sigma_{1f\ acond} - \sigma_3}{\sigma_{1f\ sin\ acond} - \sigma_3} \quad (5)$$

Tabla 3

Clasificación y especificaciones técnicas para el diseño de mezcla

Material	% RAP	ITS		Resistencia al corte (triaxial)		
		ITS _{seco} (kPa)	ITS _{húmedo} (kPa)	Cohesión (kPa)	Ángulo Fricción (°)	Cohesión retenida (%)
Clase 1	< 50	225	125	250	40	75
	50 - 100	225	125	265	38	75
Clase 2	< 50	175	100	265	38	65
	50 - 100	175	100	225	35	75

Nota. Tomado de Sabita (2020).

Para determinar el porcentaje de saturación de los especímenes compactados para los ensayos triaxiales se determinó la gravedad máxima teórica (AASHTO T209) de la mezcla suelta y curada previamente a 40 °C por 72 horas para cada mezcla diseñada.

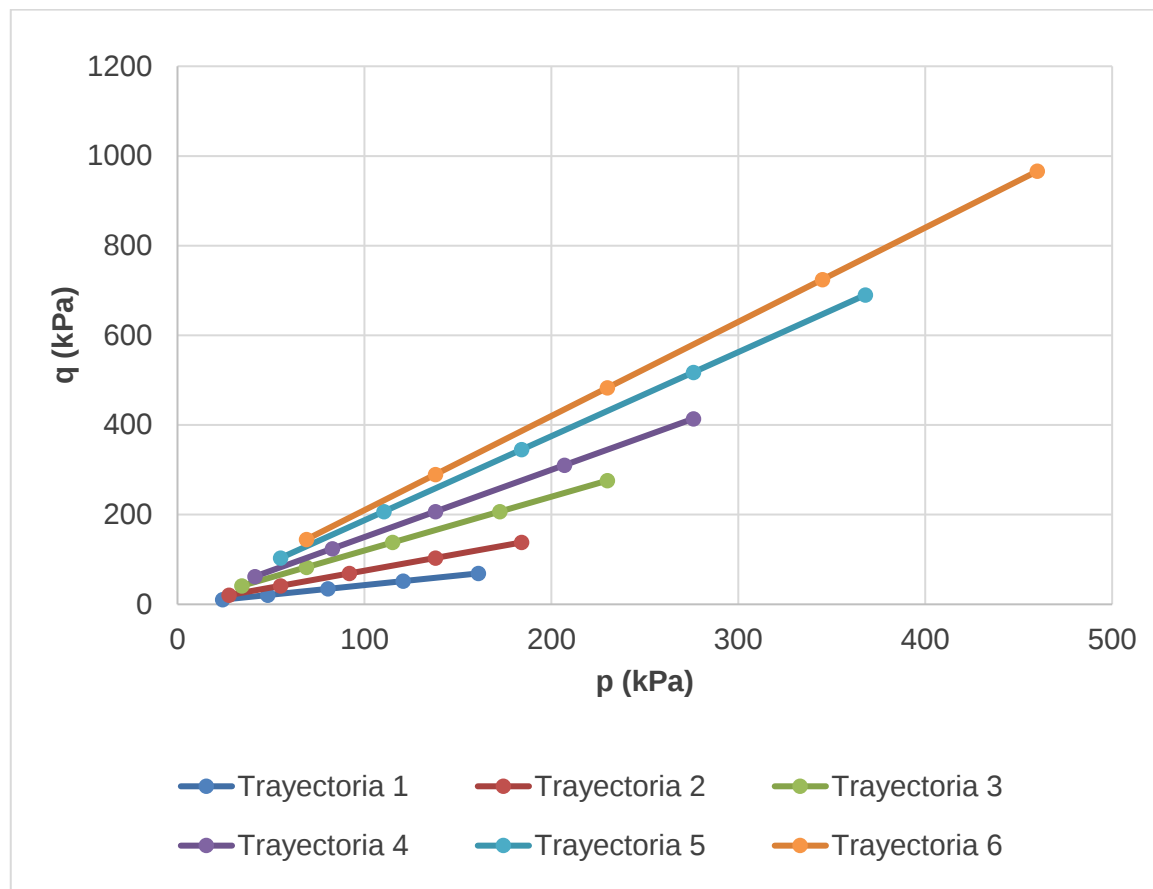
2.3 Fase 3. Módulo resiliente

En esta fase de la investigación, para las dos mezclas diseñadas en la Fase 2, se realizaron ensayos de módulo resiliente en especímenes cilíndricos (de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura) fabricados mediante compactación vibratoria hasta alcanzar el 100 % de compactación del Proctor modificado. Para cada mezcla se ensayaron 6 especímenes. El curado fue el mismo que se describe para los especímenes de los ensayos triaxiales de resistencia al corte. La mitad de los especímenes de cada mezcla se sumergieron en un baño con agua a 25 °C ± 2 °C por 24 horas antes del ensayo. El ensayo de módulo resiliente se realizó según el procedimiento descrito en NCHRP 1-28A (NCHRP, 2004), el cual aplica niveles de esfuerzo de mayor magnitud que la norma de ensayo AASHTO T 307 (AASHTO, 2017), esto es importante ya que estos materiales al estar estabilizados tienen una mayor rigidez y distribuyen esfuerzos más altos en el pavimento que un material granular sin estabilizar. Además, los niveles de esfuerzo se aplican de forma gradual siguiendo trayectorias de esfuerzo con relaciones de p/q constantes que evitan la falla prematura del espécimen de ensayo (Figura 4). El valor de p corresponde al promedio de los esfuerzos principales y q es el esfuerzo desviador. En la Tabla 4 se indican las secuencias de esfuerzos. El ensayo aplica un pulso de carga de tipo haversiana con una frecuencia de 1 Hz y un

esfuerzo de contacto del 20 % de la presión de confinamiento. El pulso de carga consta de un período de carga de 0,1 s seguido de 0,9 s de reposo. El uso de un período de reposo intenta simular las pausas entre las cargas por el paso de los vehículos y la recuperación elástica retardada que exhiben los materiales estabilizados con asfalto. Para el acondicionamiento se aplican 1000 repeticiones de carga y para las secuencias de ensayo 100 repeticiones de carga.

Figura 4

Trayectorias de esfuerzo para el ensayo de módulo resiliente



Nota. Elaboración propia a partir de NCHRP (2004).

Tabla 4*Secuencias de esfuerzos para ensayo de módulo resiliente*

Secuencia de ensayo	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo desviador (q) (kPa)	Promedio de esfuerzos (p) (kPa)	p/q	Repeticiones de carga
Acond	103,5	20,7	207,0	172,5	1,2	1000
1-1	20,7	4,1	10,4	24,2	0,4	100
1-2	41,4	8,3	20,7	48,3	0,4	100
1-3	69,0	13,8	34,5	80,5	0,4	100
1-4	103,5	20,7	51,8	120,8	0,4	100
1-5	138,0	27,6	69,0	161,0	0,4	100
2-1	20,7	4,1	20,7	27,6	0,8	100
2-2	41,4	8,3	41,4	55,2	0,8	100
2-3	69,0	13,8	69,0	92,0	0,8	100
2-4	103,5	20,7	103,5	138,0	0,8	100
2-5	138,0	27,6	138,0	184,0	0,8	100
3-1	20,7	4,1	41,4	34,5	1,2	100
3-2	41,4	8,3	82,8	69,0	1,2	100
3-3	69,0	13,8	138,0	115,0	1,2	100
3-4	103,5	20,7	207,0	172,5	1,2	100
3-5	138,0	27,6	276,0	230,0	1,2	100
4-1	20,7	4,1	62,1	41,4	1,5	100
4-2	41,4	8,3	124,2	82,8	1,5	100
4-3	69,0	13,8	207,0	138,0	1,5	100
4-4	103,5	20,7	310,5	207,0	1,5	100
4-5	138,0	27,6	414,0	276,0	1,5	100
5-1	20,7	4,1	103,5	55,2	1,9	100
5-2	41,4	8,3	207,0	110,4	1,9	100
5-3	69,0	13,8	345,0	184,0	1,9	100
5-4	103,5	20,7	517,5	276,0	1,9	100
5-5	138,0	27,6	690,0	368,0	1,9	100
6-1	20,7	4,1	144,9	69,0	2,1	100
6-2	41,4	8,3	289,8	138,0	2,1	100
6-3	69,0	13,8	483,0	230,0	2,1	100
6-4	103,5	20,7	724,5	345,0	2,1	100
6-5	138,0	27,6	966,0	460,0	2,1	100

Nota. Elaboración propia a partir de NCHRP (2004).

2.4 Fase 4. Deformación permanente

En esta fase del proyecto, para las dos mezclas diseñadas en la Fase 2, se realizaron ensayos de deformación permanente sobre especímenes cilíndricos (de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura) fabricados mediante compactación vibratoria hasta alcanzar el 100 % de compactación del Proctor modificado. El curado fue semejante al que se describe para los especímenes de los ensayos triaxiales de resistencia al corte.

El ensayo de deformación permanente que se empleó fue de una sola etapa, es decir, sobre un mismo espécimen de ensayo se aplicó solamente un nivel de esfuerzo. Las relaciones de p/q son similares a las utilizadas por Gidel *et al.* (2001). En la Figura 5 y 6 se muestran las trayectorias de esfuerzo para cada relación de p/q que se aplicaron. Cada nivel de esfuerzo constó de 15 000 repeticiones de carga para los cuales se midió la acumulación de deformación permanente. El tipo y frecuencia de carga concuerda con el utilizado en el ensayo de módulo resiliente. Para cada nivel de esfuerzo se ensayó 1 espécimen de ensayo, para un total de 11 especímenes de ensayo por cada mezcla. En la Tabla 5 y 6 se detallan las secuencias de esfuerzos del ensayo de deformación permanente que se implementaron para cada mezcla.

Figura 5

Trayectorias de esfuerzo para el ensayo de deformación permanente mezcla 100%BG+EA

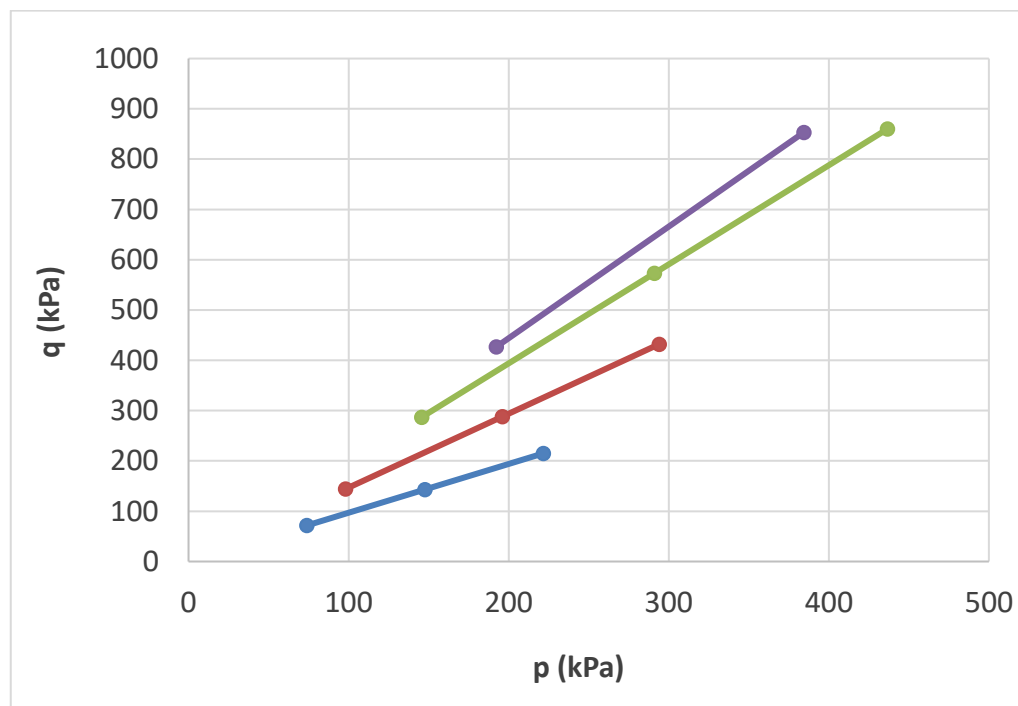


Tabla 5

Secuencias de esfuerzos para ensayo de deformación permanente 100%BG+EA

Secuencia de ensayo	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (q) (kPa)	Promedio de esfuerzos (p) (kPa)	q/p	Repeticiones de carga
1-1	50	10,0	71,6	73,9	1,0	15000
1-2	100	20,0	143,3	147,8		15000
1-3	150	30,0	215,0	221,7		15000
2-1	50	10,0	144,1	98,0	1,5	15000
2-2	100	20,0	288,0	196,0		15000
2-3	150	30,0	432,1	294,0		15000
3-1	50	10,0	286,9	145,6	2,0	15000
3-2	100	20,0	573,1	291,0		15000
3-3	150	30,0	860,0	436,7		15000
4-1	50	10,0	426,7	192,2	2,2	15000
4-2	100	20,0	853,3	384,4		15000

Figura 6

Trayectorias de esfuerzo para el ensayo de deformación permanente mezcla 50%BG+50%RAP+AE

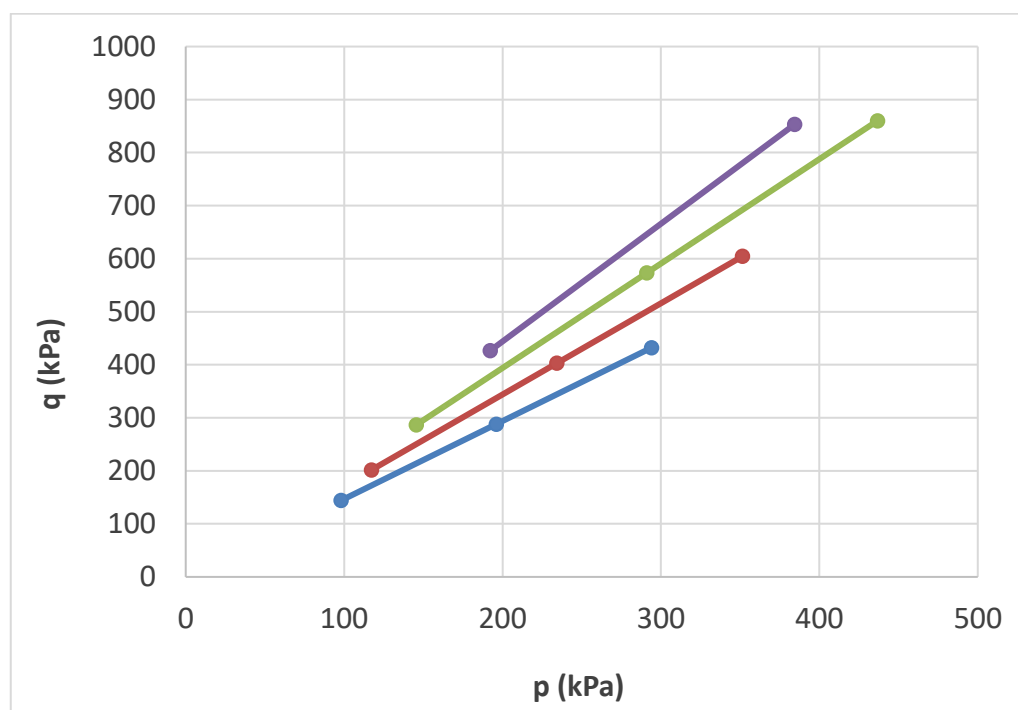
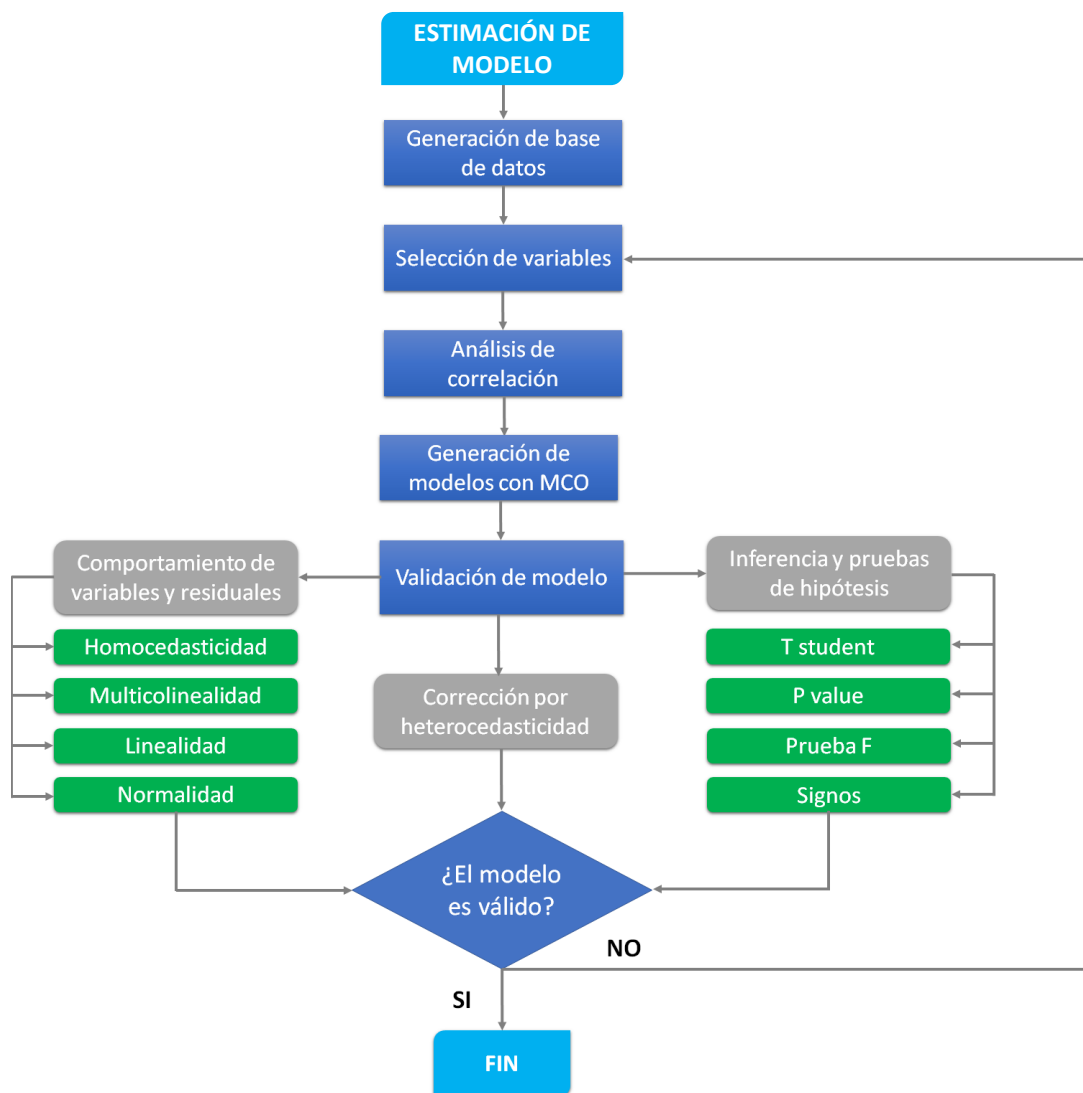


Tabla 6*Secuencias de esfuerzos para ensayo de deformación permanente 50%BG+50%RAP+AE*

Secuencia de ensayo	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (q) (kPa)	Promedio de esfuerzos (p) (kPa)	q/p	Repeticiones de carga
1-1	50	10,0	144,1	98,0	1,5	15000
1-2	100	20,0	288,0	196,0		15000
1-3	150	30,0	432,1	294,0		15000
2-1	50	10,0	201,5	117,2	1,7	15000
2-2	100	20,0	403,0	234,3		15000
2-3	150	30,0	604,5	351,5		15000
3-1	50	10,0	286,9	145,6	2,0	15000
3-2	100	20,0	573,1	291,0		15000
3-3	150	30,0	860,0	436,7		15000
4-1	50	10,0	426,7	192,2	2,2	15000
4-2	100	20,0	853,3	384,4		15000

2.5 Fase 5. Modelación matemática

En la Fase 6 se tomaron los datos generados de las anteriores fases (caracterización, diseño de mezcla, ensayos de módulo resiliente y deformación permanente) y se estimaron los modelos de predicción para el módulo resiliente y la deformación permanente. Se seleccionaron las variables y se hizo un análisis de correlación para determinar el grado de asociación lineal entre pares de variables. De esta forma se descartaron las variables explicativas que estuvieran correlacionadas. Con las variables definidas se aplicó el modelo clásico de regresión lineal por medio de mínimos cuadrados ordinarios (MCO o OLS, por sus siglas en inglés) para estimar los modelos de predicción. Para que los predictores sean consistentes y eficientes se revisaron los supuestos de los OLS. Se utilizaron herramientas estadísticas como gráficos de residuales, histogramas e inferencia con pruebas de hipótesis. Previendo el no cumplimiento a cabalidad de la homocedasticidad, se aplicaron correcciones para robustecer la inferencia. Se evaluó también la bondad de ajuste de los modelos. En la Figura 7 se muestra el esquema para la estimación de los modelos que se siguió.

Figura 7*Estimación del modelo*

Nota. Tomado de Múnera & Aguiar (2020).

2.6 Fase 6. Análisis

En esta fase final se analizaron los resultados de los ensayos de laboratorio, así como los modelos generados comparando los resultados obtenidos con modelos de otras investigaciones mediante el análisis de una estructura de pavimento, para evaluar el comportamiento de los modelos propuestos. Del análisis se derivaron las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

CAPITULO 3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

3.1 Materiales estabilizados con asfalto

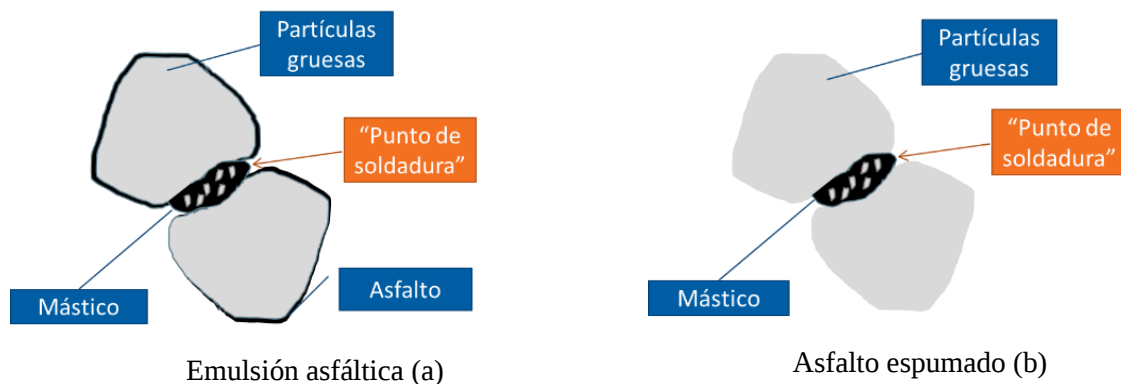
Los materiales estabilizados con asfalto (BSM, por sus siglas en inglés) son materiales granulares sometidos a un tratamiento con emulsión asfáltica o asfalto espumado para aumentar su resistencia al corte y disminuir su susceptibilidad al daño por humedad. Dentro de los materiales adecuados para este tratamiento están, los materiales granulares, materiales estabilizados previamente con cemento o capas de pavimento asfáltico recuperado. Por medio de la técnica de reciclado en frío con emulsión asfáltica o asfalto espumado es posible reciclar y estabilizar a temperatura ambiente las capas deterioradas de un pavimento para conformar una nueva capa de base con mejores propiedades mecánicas sobre la cual se coloca una nueva carpeta o sello asfáltico. El reciclado en frío puede ser de solamente la carpeta asfáltica (100 % RAP) o la carpeta asfáltica y parte de las capas granulares (contenidos de RAP menores al 100 %) (Wirtgen, 2012).

El contenido de asfalto típicamente no excede el 3% sobre el peso seco de agregado, adicionalmente también es común incorporar un relleno mineral activo como cal o cemento para mejorar la adherencia y resistencia al daño por humedad, el porcentaje máximo es de 1% sobre el peso seco del agregado. Al exceder el 1% de relleno mineral activo, la mezcla pierde flexibilidad, pasando a ser un material frágil y, en consecuencia, más propenso al agrietamiento, con lo cual, se pierde el objetivo de la estabilización con asfalto (Wirtgen, 2012).

Contrario a una mezcla asfáltica, la dispersión del asfalto se da entre las partículas más finas del agregado, obteniendo un material “*no continuamente ligado*”. Cuando se utilizan emulsiones asfálticas, éstas se dispersan preferentemente entre las partículas más finas produciendo “*puntos de soldadura*”, esta dispersión no es exclusiva, ya que algunas partículas gruesas son parcialmente recubiertas, Figura 8 (a). En el caso de las emulsiones asfálticas también se da una unión química entre el agregado y el asfalto promovido por el emulsificante. Por otro lado, cuando se emplea asfalto espumado, éste se dispersa exclusivamente entre las partículas más finas formando los puntos de soldadura sin el recubrimiento del agregado grueso, Figura 8 (b). En ambos casos, los puntos de soldadura ricos en mortero asfáltico quedan entre las partículas más gruesas (Asphalt Academy, 2009; Sabita, 2020).

Figura 8

Dispersión del asfalto en materiales estabilizados con asfalto



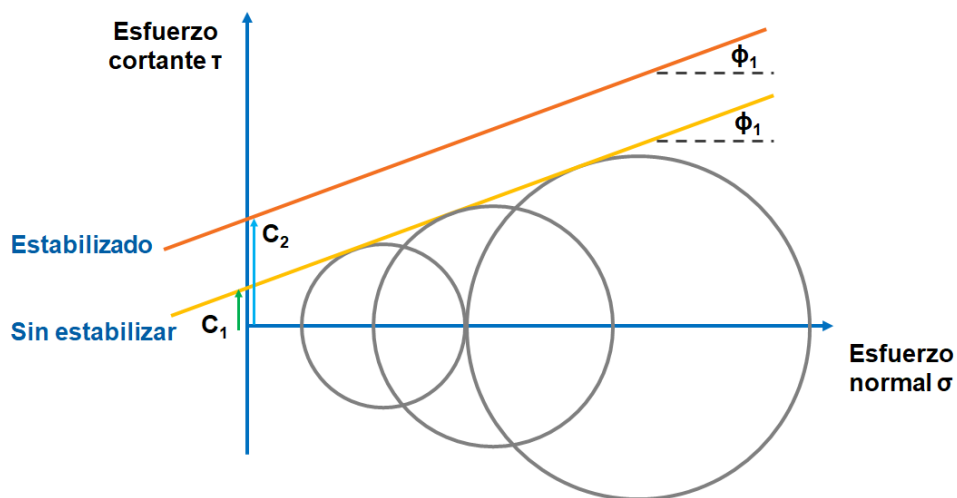
Nota. Tomado de Asphalt Academy (2009).

3.2 Respuesta del material

El comportamiento de los materiales estabilizados con asfalto, en general, se distingue por tres características: un aumento considerable de la cohesión con respecto al material sin estabilizar, permaneciendo inalterado su ángulo de fricción interna (Figura 9); mayor flexibilidad por las propiedades viscoelásticas del asfalto; y mayor durabilidad y resistencia al daño por humedad (Wirtgen, 2012).

Figura 9

Resistencia al cortante en materiales estabilizados con asfalto

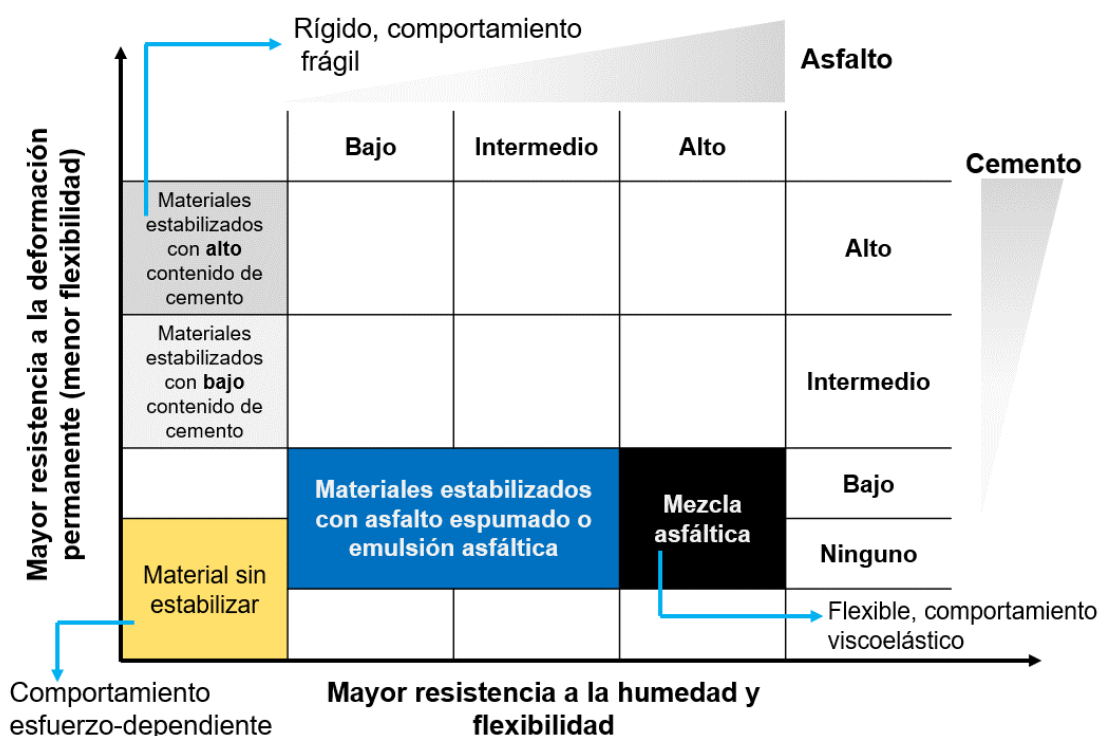


Nota. Elaboración propia a partir de Sabita (2020).

Estos materiales no se pueden analizar como una mezcla asfáltica o como un material granular exclusivamente ya que poseen propiedades de ambos (Figura 10); su parte granular se caracteriza por ser esfuerzo-dependiente, es decir, su rigidez aumenta conforme aumenta el estado de esfuerzos. A su vez, los puntos de soldadura de asfalto proporcionan viscoelasticidad, que hacen al material dependiente de la temperatura y de la frecuencia de carga (Jenkins, 2012; Guatimosim et al., 2016).

Figura 10

Comportamiento de los materiales estabilizados con asfalto



Nota. Tomado de Wirtgen (2012).

3.3 Mecanismos de falla

Los materiales estabilizados con asfalto exhiben dos mecanismos fundamentales de falla: deformación permanente y daño por humedad (Sabita, 2020). La deformación permanente es la deformación plástica acumulada debido a la acción de esfuerzos cortantes inducidos por la aplicación cíclica de cargas de tránsito. Depende de la resistencia al cortante del material y la compactación lograda. La naturaleza parcialmente recubierta del agregado hace que la

susceptibilidad a la humedad sea una consideración importante en la evaluación del desempeño del material. La susceptibilidad a la humedad es el daño causado por la exposición a altos contenidos de humedad y presiones de poro inducidas por el tráfico, lo cual provoca una pérdida de adhesión entre el asfalto y el agregado (Wirtgen, 2012).

Para aplicar la mecánica del agrietamiento por fatiga, es necesario un medio continuo, como el que se encuentra en las mezclas asfálticas en caliente, donde una grieta por fatiga se pueda desarrollar y propagar. A diferencia de la mezcla asfáltica en caliente, los materiales estabilizados con asfalto no tienen un medio continuo de asfalto (Figura 11) y rara vez son homogéneos, especialmente cuando se estabilizan materiales reciclados (RAP). La distribución discreta de los puntos de soldadura no permite que se aplique la mecánica clásica de la fatiga y el agrietamiento. Si la deformación, producto de los esfuerzos cortantes entre partículas individuales, rompe los puntos de soldadura, no existe continuidad dentro del material que permita que se desarrolle una grieta, pero si se da un reacomodo de partículas (deformación permanente) como en los materiales granulares. La ruptura de los puntos de soldadura puede influir en la rigidez efectiva de la capa (Collings & Jenkins, 2011). La rigidez puede disminuir con los años de servicio, y esta reducción ocurre cuando los puntos de soldadura se rompen por esfuerzos cortantes excesivos causados por vehículos muy pesados o elevados contenidos de humedad, y no por una falla por fatiga (Bierman, 2018; Perez & Salas, 2020).

Figura 11

Medio no continuo en los materiales estabilizados con asfalto



Nota. Tomado de Collings & Jenkins (2011).

Los materiales estabilizados con altos contenidos de cemento son frágiles y tienden a agrietarse por fatiga, lo cual provoca una falla de tipo estructural, y su intervención implica una

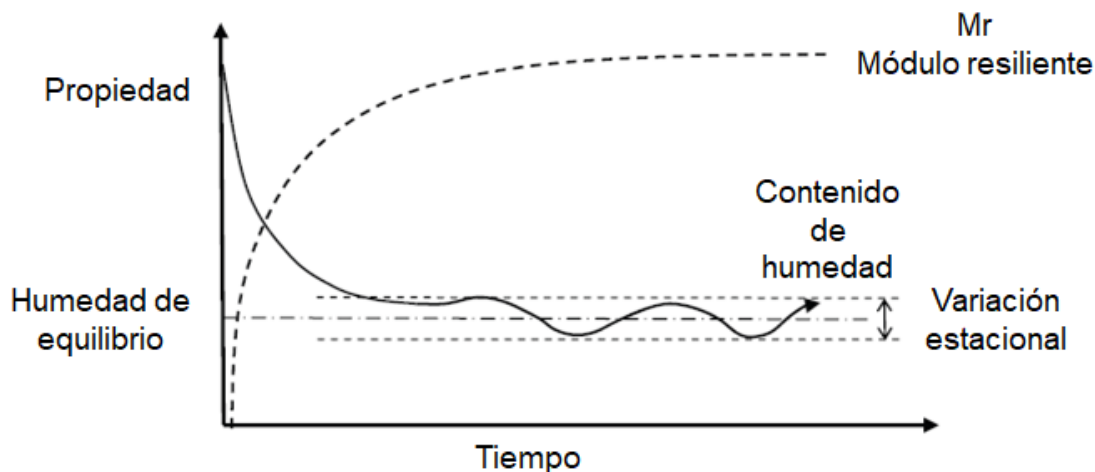
rehabilitación del pavimento. Los materiales estabilizados con asfalto, al fallar por deformación permanente, provocan una falla de tipo estructural también, pero remediable mediante técnicas correctivas como micropavimentos o tratamientos superficiales. En climas calientes, las mezclas con altos contenidos de material reciclado de carpeta asfáltica (RAP) (mayores al 50 %) son más propensas a la deformación permanente si son altamente transitadas por vehículos pesados, para estos casos es recomendable mezclar con material virgen triturado entre un 15 % al 30 % en volumen y según los requerimientos granulométricos (Ebels, 2008; Wirtgen, 2012; Dal Ben, 2014; Sabita, 2020).

3.3.1 Comportamiento a corto y largo plazo

En el primer año, después de la construcción la capa estabilizada con asfalto, se da un aumento de la rigidez de forma exponencial debido a la reducción natural del contenido de humedad por el proceso de curado y seguidamente, variaciones cíclicas de la humedad (Jenkins, 2012), ver Figura 12.

Figura 12

Cambio de las propiedades del material durante el periodo de curado



Nota. Tomado de Ebels (2008).

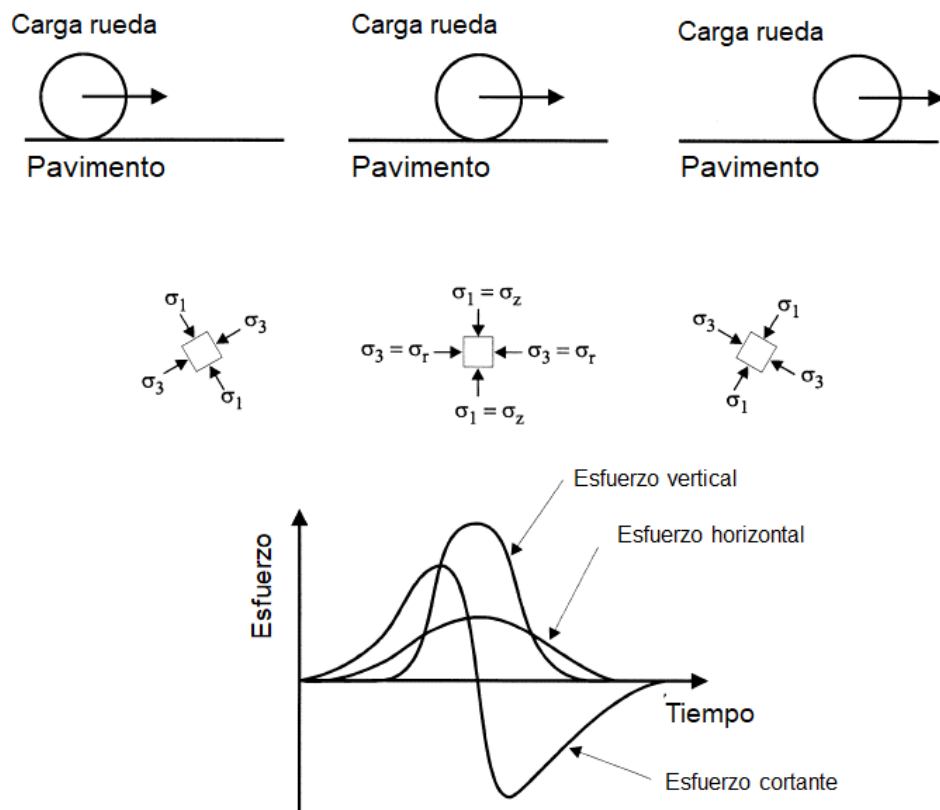
Una vez que la rigidez se estabiliza la capa estabilizada presenta dos fases (Long & Theyse, 2004):

Fase 1: Reducción de rigidez. En esta etapa, debido a las cargas de tránsito, los puntos de soldadura de mástico se rompen, dando paso a una reducción del módulo resiliente, a esta fase se le conoce también, de forma errónea, como “vida efectiva de fatiga”. Si bien es cierto, que ocurre una reducción en la rigidez como sucede con la fatiga, la capa estabilizada no llega a un estado terminal de agrietamiento, sino que pasa a un estado equivalente granular. Esta reducción de la rigidez incrementa los esfuerzos a tensión en la fibra última de la carpeta asfáltica, reduciendo su vida. Entre más corta sea esta fase, más rápido se dará el agrietamiento de la carpeta asfáltica y el agua podrá penetrar la capa subyacente. Por ello, puede ser beneficioso la incorporación de rellenos minerales activos para proveer una Fase 1 de mayor duración sin sacrificar la resistencia a la deformación permanente. Esto se logra con un diseño de mezcla balanceado donde se incorpore suficiente asfalto sin un exceso relleno mineral activo.

Fase 2. Estado de rigidez constante. La rigidez constante alcanzada es típicamente representativa del módulo resiliente del material original no tratado. Este estado es conocido erróneamente como “*estado granular equivalente*”. Este término es algo engañoso, porque el material es equivalente solo en su módulo resiliente, y no en la condición del material, es decir, el material tratado no está en un estado de partículas sueltas.

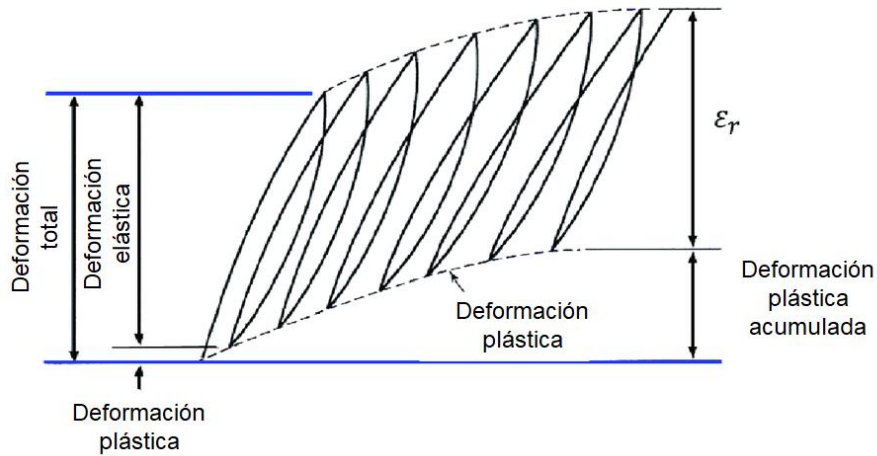
3.4 Deformación en las capas de materiales granulares y suelos

El pavimento durante su periodo en servicio está sujeto a cargas móviles de tipo temporal producto del paso de los vehículos, estas cargas inducen esfuerzos verticales, horizontales y cortantes de magnitud variable en las capas del pavimento. Como resultado de esto se da una rotación de los esfuerzos principales, donde los esfuerzos principales actúan vertical y horizontalmente cuando los esfuerzos cortantes son iguales a cero (Werkmeister, 2003) (Figura 13). Como consecuencia del paso de los vehículos, las capas de materiales granulares y de suelo del pavimento están expuestas a una gran cantidad de ciclos de carga durante su vida útil, las cuales generan una combinación de deformaciones elásticas (o resilientes), que se recuperan después de cada ciclo de carga, y de deformaciones permanentes, que se acumulan con cada ciclo de carga (Figura 14). Incluso con esfuerzos pequeños, pueden surgir deformaciones resilientes y permanentes.

Figura 13*Esfuerzos en el pavimento por el paso de los vehículos*

Nota. Tomado de Lekarp & Dawson (1997).

Ambos tipos de deformación son esfuerzo-dependientes no lineales (Rahman M. , 2015). La deformación permanente durante los ciclos de carga, si bien representa una fracción de la deformación total, la acumulación gradual de una gran cantidad de deformaciones plásticas puede desencadenar en la falla funcional y/o estructural del pavimento por el excesivo ahuellamiento o desplazamientos (Lekarp & Dawson, 1997; Rondón & Reyes, 2009). La deformación permanente y resiliente se ve influenciada por factores como: la historia de esfuerzos, número y frecuencia de aplicaciones de carga, contenido de humedad, grado de compactación, granulometría, tamaño máximo del agregado, cantidad de finos y forma de partícula (Rondón & Reyes, 2009).

Figura 14*Deformaciones en materiales granulares bajo carga cíclica*

Nota. Tomado de Huang (2004).

3.4.1 Deformación resiliente

La deformación resiliente de los materiales granulares es proporcional a la magnitud del esfuerzo desviador y tiende a estabilizarse después de varios ciclos de carga a magnitud constante (Huang, 2004). También su comportamiento es no lineal con respecto al nivel de esfuerzos (Lekarp, 1999; Englund, 2011). Generalmente, la respuesta del material se vuelve más rígida conforme mayor sea el nivel de esfuerzos, lo que se conoce como "*endurecimiento por deformación*" (Werkmeister, 2003). Por el contrario, también en los materiales granulares se puede observar lo que se conoce como "*ablandamiento por deformación*" cuando se produce una falla por cortante cuando el material excede su resistencia o límite proporcional (Englund, 2011). El módulo resiliente se define como la capacidad de los materiales para almacenar o absorber energía sin que ocurra deformación permanente y es un estimado del módulo de rigidez del material ante cargas dinámicas (Popov, 1990; Huang, 2004), que se expresa como (Ecuación 6):

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (6)$$

Donde, M_R es el módulo resiliente, σ_d es el esfuerzo desviador y ε_r la deformación unitaria recuperable (resiliente).

El módulo resiliente en conjunto con el módulo de Poisson es indispensable en el análisis multicapa elástico para predecir la respuesta mecánica de los materiales, en forma de esfuerzos, deformaciones y deflexiones, en un pavimento flexible (Jiménez, 2009). Para el caso de los materiales granulares utilizados como capa de base, es deseable un módulo resiliente alto para que la capa de mezcla asfáltica tenga una mayor resistencia a la fatiga (AASHTO, 2020). El módulo resiliente se estima generalmente con el modelo de las Ecuaciones 7, 8 y 9 (NCHRP, 2004):

$$M_r = k_1 \cdot P_a \cdot \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{k_3} \quad (7)$$

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (8)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (9)$$

Donde, M_R es el módulo resiliente, θ es el invariante de esfuerzos (sumatoria de esfuerzos principales), σ_1 , σ_2 y σ_3 son los esfuerzos principales, P_a es presión atmosférica, τ_{oct} es el esfuerzo cortante octaédrico, y k_1 , k_2 y k_3 son los parámetros de regresión normalizados log-log. Este modelo es aplicable para materiales no ligados para pavimentos, desde suelos cohesivos hasta materiales granulares, y se deriva del modelo universal (Witczak & Uzan, 1988).

3.4.2 Deformación permanente

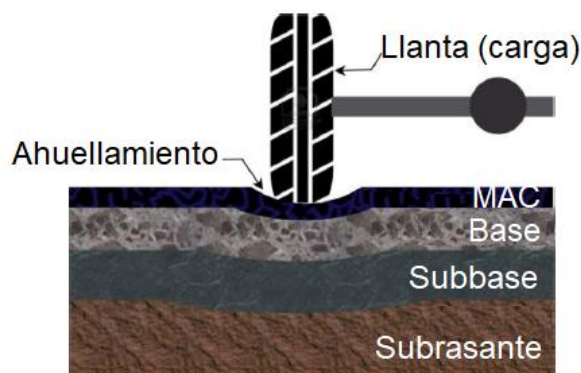
La acumulación de deformación permanente producto de las cargas repetitivas de tráfico deriva en ahuellamiento y eventualmente la falla estructural de un pavimento flexible (Figura 15). El ahuellamiento (rodera) es una depresión superficial que se localiza en la trayectoria de las ruedas de los vehículos. Para los usuarios de la carretera, el ahuellamiento representa un aumento en el consumo de combustible debido a la fricción y un mayor riesgo de hidroplaneo en condiciones de lluvia. La formación de roderas es causada por factores, como la densidad de las capas del pavimento, la cantidad y magnitud de las cargas (estados de esfuerzos), temperaturas altas de servicio (en el caso de la mezcla asfáltica), entre otros (Lekarp, 1999; Leiva et al., 2016).

En el diseño de pavimentos, se han utilizado dos métodos distintos para limitar la formación de roderas: restringir la deformación vertical por compresión en la parte superior de la subrasante, o limitar la deformación permanente total acumulada en la superficie del pavimento

en función de las propiedades de deformación permanente de cada capa. A menos que se utilicen espesores y materiales estándar para el diseño, la evaluación de la formación de roderas en la superficie basada en la deformación de la subrasante no es razonable. Bajo tráfico pesado y capas de mezcla asfáltica más gruesas, la mayoría de la deformación permanente se dará en la capa de mezcla asfáltica y no en la superficie de la subrasante. Dado que el ahuellamiento se da por la acumulación de deformación permanente en cada capa que conforma el pavimento, es más razonable determinar la deformación permanente en cada capa y luego sumar los resultados (Huang, 2004).

Figura 15

Ahuellamiento en capas del pavimento



Nota. Tomado de Rahman (2015).

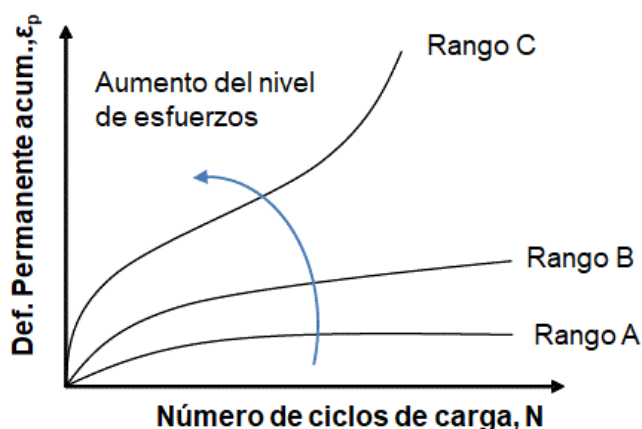
En particular, la magnitud de las deformaciones permanentes que se desarrollan en los materiales granulares depende en gran medida del estado de esfuerzos, aumentando proporcionalmente con la magnitud del esfuerzo desviador (σ_d) y disminuyendo con el aumento en la presión de confinamiento (σ_c) (Barksdale, 1972; Lekarp & Dawson, 1997; Werkmeister, 2003). El desarrollo de la deformación permanente también depende de la historia de esfuerzos, donde cualquier aplicación previa de esfuerzos reduce la acumulación de deformación permanente en la posterior aplicación de carga. También depende del número de ciclos de carga, grado de compactación, distribución de tamaños de partícula, contenido de humedad y el tipo de agregado (Lekarp, 1999).

Según la teoría de “*Shakedown*”, se ha encontrado que, dependiendo de los niveles de esfuerzo, la evolución de la deformación permanente con el número de ciclos de carga puede caer dentro de tres rangos “*Shakedown*”, que se muestran en la Figura 16 (Dawson & Wellner, 1999;

Werkmeister et al. , 2001). El Rango A (Shakedown Plástico) ocurre para niveles de esfuerzo relativamente bajos cuando la deformación permanente se acumula hasta un número finito de aplicaciones de carga, donde la respuesta se vuelve completamente resiliente sin más deformación permanente. En esta etapa, se completa la postcompactación y se estabiliza el material. Para niveles de esfuerzo superiores a este, el Rango B (respuesta intermedia, creep plástico) se produce donde la acumulación de deformación permanente continúa a una tasa constante (por ciclo) o empieza a decrecer. Cuando los niveles de esfuerzo son aún mayores, se observa un comportamiento de Rango C (colapso incremental) donde la deformación permanente se acumula a un ritmo creciente que eventualmente puede conducir a la falla (Rahman & Erlingsson, 2016).

Figura 16

Tipos de comportamiento de deformación permanente dependiendo del nivel de esfuerzos



Nota. Tomado de Werkmeister et al. (2001).

En una estructura de pavimento es deseable que ocurra un comportamiento de Rango A. El comportamiento del rango B puede estar permitido para un número limitado de ciclos de carga y el comportamiento del rango C no se debería dar en un pavimento adecuadamente diseñado (Werkmeister et al. , 2001). Para los ensayos triaxiales de carga repetida, estos límites de “Shakedown” se pueden definir utilizando los criterios de la Ecuación 10 (Werkmeister, 2003; AENOR, 2008):

$$\text{Rango A: } \epsilon_p^{5000} - \epsilon_p^{3000} < 0,0045 \times 10^{-3}$$

$$\text{Rango B: } 0,0045 \times 10^{-3} < \epsilon_p^{5000} - \epsilon_p^{3000} < 0,4 \times 10^{-3} \quad (10)$$

$$\text{Rango C: } \epsilon_p^{5000} - \epsilon_p^{3000} > 0,4 \times 10^{-3}$$

Donde, ε_p^{3000} y ε_p^{5000} son la deformación unitaria (adimensional) axial acumulada a 3000 y 5000 ciclos de carga respectivamente para cada secuencia de esfuerzos en un ensayo triaxial de carga repetida.

3.4.3 Relación de esfuerzos desviadores

En los materiales estabilizados con asfalto la acumulación de deformación permanente de acuerdo con el número de repeticiones de carga puede constar de tres fases: la fase primaria donde se da un asentamiento o acomodo de las partículas del agregado, la fase secundaria en la cual la respuesta se mantiene estable y la fase terciaria en la que ocurre un flujo acelerado hasta la falla. La ocurrencia de flujo terciario depende de la relación de esfuerzos desviadores aplicados (Ecuación 11 y 12) (Ebels, 2008). Para una deformación permanente máxima admisible de 10 mm en la capa del material estabilizado con asfalto, la relación de esfuerzos desviadores no debe exceder a 0,35 para autopistas de tránsito pesado (95% de confianza), y a 0,40 para vías arteriales de tránsito moderado (80% a 90% de confianza) (Wirtgen, 2012). El análisis de la respuesta del pavimento (análisis multicapa elástica) proporciona los esfuerzos principales mayores y menores en la capa base de material estabilizado con asfalto. Estos valores se analizan junto con los parámetros de corte (cohesión, C y el ángulo de fricción interna, ϕ), para calcular la Relación de Esfuerzos Desviadores, DSR, que a su vez determina la tasa de deformación permanente (Jenkins, 2019).

$$DSR = \frac{\sigma_d}{\sigma_{d,f}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{1,f} - \sigma_3} \quad (11)$$

$$\sigma_{1,f} = \frac{1 + \sin(\phi) \cdot \sigma_3 + 2 \cdot C \cdot \cos(\phi)}{(1 - \sin(\phi))} \quad (12)$$

Donde, σ_d es el esfuerzo desviador aplicado, $\sigma_{d,f}$ es el esfuerzo desviador de falla, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales, ϕ es el ángulo de fricción interna y C la cohesión.

3.4.4 Modelación de la deformación permanente

La predicción de la deformación permanente en materiales granulares en una estructura de pavimento flexible requiere de ecuaciones de transferencia. Para esta predicción, se debe tener en cuenta la acumulación gradual de deformación plástica con el número de aplicaciones de carga y la influencia de las condiciones de esfuerzo (Erlingsson & Rahman, 2013). Los modelos

recientemente desarrollados combinan el efecto de los niveles de esfuerzo con el número de ciclos de carga. Sin embargo, no todos estos modelos consideran la influencia directa de otros factores importantes como el contenido de humedad, la densidad y la graduación de tamaños de partícula; entre otros. A continuación, se presentan algunos modelos de predicción para la acumulación de deformación permanente en materiales granulares sin estabilizar y estabilizados con asfalto:

- **Modelo de Tseng y Lytton.** Combina la influencia del número de aplicaciones de carga con la deformación resiliente, la cual es función de los niveles de esfuerzo (Tseng & Lytton, 1989). El modelo se ha empleado en la guía mecánico-empírica para el diseño de pavimentos de Estados Unidos (ARA, 2004) y comprende (Ecuación 13 y 14):

$$\hat{\varepsilon}_p(N) = \varepsilon_r \varepsilon_0 e^{-(\rho/N)^\beta} \quad (13)$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 W_c \quad (14)$$

Donde, ε_0 , ρ , β , son parámetros del material, N los ciclos de carga, ε_r la deformación resiliente en el N ciclo de carga y W_c es el contenido de humedad.

- **Modelo de Huurman y Werkmeister.** Se basa en el concepto de “*Shakedown*” (Huurman, 1997; Werkmeister et al., 2004). Un modelo similar (Van Niekerk et al., 2002) describe la deformación permanente como lo hizo Huurman (1997), pero reemplaza la relación de esfuerzo principal ($\sigma_1/\sigma_{1,f}$) por la relación de esfuerzo desviador ($\sigma_d/\sigma_{d,f}$) de la Ecuación 7. La ventaja de esto es que la relación de esfuerzo del desviador no está influenciada por los niveles de presión de confinamiento, mientras que la relación de esfuerzo principal si lo está (Ecuación 15 y 16).

$$\hat{\varepsilon}_p(N) = A \left[\frac{N}{1000} \right]^B + C (e^{-D \frac{N}{1000}} - 1) \quad (15)$$

$$\begin{aligned} A &= a_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{d,f}} \right)^{a_2} \\ B &= b_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{d,f}} \right)^{b_2} \\ C &= c_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{d,f}} \right)^{c_2} \\ D &= d_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{d,f}} \right)^{d_2} \end{aligned} \quad (16)$$

Donde, A es el parámetro que describe la deformación para 1000 ciclos de carga para una magnitud de esfuerzo tal que el material tiende a estabilizarse, B es la pendiente de la curva deformación vs número de ciclos de carga, C y D describen el comportamiento del material cuando la fase estable de la deformación no es alcanzada durante el ensayo y se da el flujo terciario, a_i , b_i , c_i y d_i son los parámetros del material obtenidos por regresión.

- **Modelo de LanammeUCR.** Para materiales granulares. Considera la deformación permanente en función del esfuerzo de confinamiento, el esfuerzo desviador, el contenido de humedad y el número de ciclos de carga, Ecuación 17. El modelo se restringe al límite de creep plástico según de teoría de “*Shakedown*”. El modelo fue calibrado por medio del simulador de vehículos pesados (HVS, por sus siglas en inglés) (Araya, 2015; Leiva et al., 2016).

$$pd = 10^{-5,239} \cdot N^{0,265} \cdot \sigma_d^{1,025} \cdot \sigma_3^{0,147} \cdot \%W^{1,642} \quad (17)$$

Donde, pd es la deformación permanente, N son los ciclos de carga, σ_d es el esfuerzo desviador, σ_3 la presión de confinamiento, y $\%W$ es el contenido de humedad.

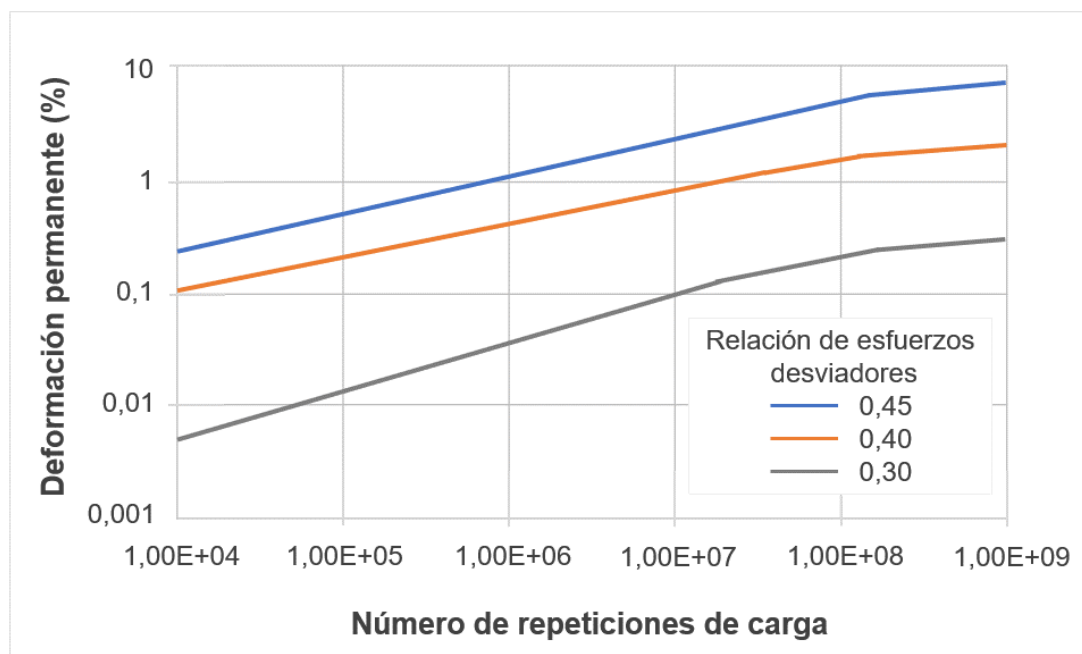
- **Modelo de Wirtgen.** El manual de reciclado en frío de Wirtgen describe una función de transferencia, aplicable a la estabilización con asfalto, para el número de ciclos de carga en función de las propiedades del material, relación de esfuerzos desviadores y el porcentaje de ahuellamiento permitido (Wirtgen, 2004) (Ecuación 18):

$$N_{PD} = \frac{1}{30} \times 10^{[-1,951 + 11,938RD + 0,0726PS - 1,628DSR + 0,68(Cem/asf)]} \quad (18)$$

Donde, N_{PD} es el número de repeticiones de carga para alcanzar el ahuellamiento permitido, RD es la densidad seca entre la densidad aparente del agregado, PS es el porcentaje de deformación permitido, que es igual al ahuellamiento permitido entre el espesor de la capa, DSR es la relación de esfuerzo desviador, y Cem/asf es la relación entre el contenido de cemento y el contenido de asfalto residual. Wirtgen (2012) incluye el gráfico de la Figura 17 para materiales estabilizados con asfalto donde se muestra la deformación permanente acumulada con el respecto a las repeticiones de carga para diferentes relaciones de esfuerzo desviador (DSR).

Figura 17

Deformación permanente en BSM a diferentes relaciones de esfuerzo desviador



Nota. Tomado de Wirtgen (2012).

- **Modelo de Stellenbosch.** Aplicado a materiales estabilizados con asfalto. Toma parámetros del diseño de mezcla, relación de esfuerzos desviadores y un coeficiente de confiabilidad según la categoría del camino y el ahuellamiento máximo permitido (Sabita, 2020) (Ecuación 19).

$$\log N_{PD} = A - 57,286DSR^3 + 0,0009159(P_{MDD}RetC) \quad (19)$$

Donde, N_{PD} es el número de repeticiones de carga para alcanzar el ahuellamiento permitido, A es el coeficiente de confiabilidad asociado a la categoría del camino, DSR es la relación de esfuerzo desviador, P_{MDD} es el porcentaje de la densidad máxima seca, y $RetC$ es el porcentaje de cohesión retenida.

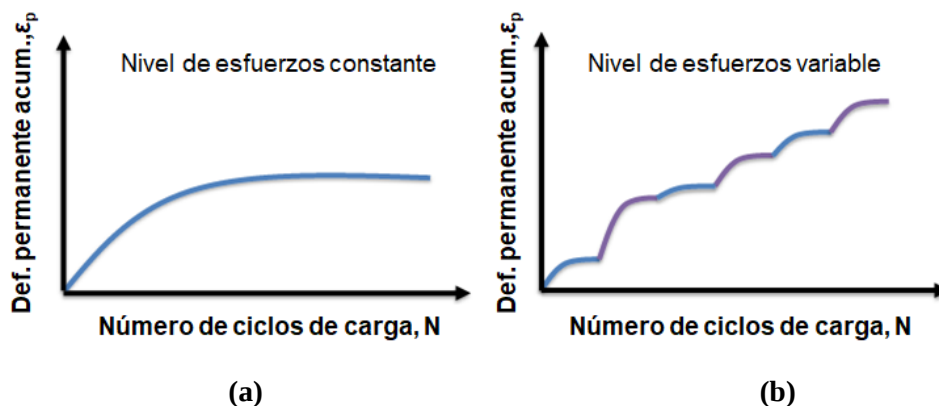
3.4.5 Ensayos triaxiales de carga repetida (RLT)

Los modelos antes expuestos se generaron ejecutando ensayos triaxiales de carga repetida en los que se aplicaron pulsos de carga de magnitud constante a un espécimen de ensayo durante una gran cantidad de ciclos de carga. En la Figura 18 (a) se muestra un patrón típico de la

acumulación de deformación permanente con el número de repeticiones de carga a un nivel de esfuerzo constante. Este tipo de ensayos se conocen como ensayos triaxiales de carga repetida de una sola etapa (SS RLT, por sus siglas en inglés). A la hora de estudiar la influencia de diferentes niveles de esfuerzo en el material, se realiza un ensayo diferente por cada espécimen de ensayo. En este caso, no es posible estudiar el efecto de la historia de esfuerzos. Sin embargo, si el nivel de esfuerzo varía durante las aplicaciones de carga, como en el caso de los pavimentos reales, la deformación permanente se va a desarrollar como se presenta en la Figura 18 (b) debido a los cambios en las magnitudes de carga y el efecto de la historia de esfuerzos. Este tipo de ensayos se conocen como ensayos triaxiales de carga repetida de etapa múltiple (MS RLT, por sus siglas en inglés). Los ensayos MS RLT aplican varias trayectorias o secuencias de esfuerzos a un mismo espécimen de ensayo con las ventajas de incluir el efecto del historial de esfuerzos, reducir el tiempo y el esfuerzo necesarios para estudiar la influencia de varios niveles de esfuerzo y reducir la dispersión experimental asociada a analizar varios especímenes de ensayo. Para modelar ensayos MS RLT se utiliza el concepto de “*endurecimiento en el tiempo*” introducido por Lytton et al. (1993) y Gidel et al. (2001) en cual, al comienzo de cualquier secuencia de esfuerzo i , la deformación permanente acumulada de secuencias de esfuerzo previas, se usa para calcular el número equivalente de repeticiones de carga ($N_{i^{eq}}$) necesarios para alcanzar el misma cantidad de deformación permanente para la secuencia de esfuerzo actual. En la Tabla 7 se detallan características de ensayos RLT que han realizado diferentes autores.

Figura 18

Desarrollo de la deformación permanente: (a) con niveles de esfuerzo constante, y; (b) con niveles de esfuerzos variables



Nota. Tomado de Rahman (2015).

Tabla 7*Características de ensayos RLT para deformación permanente*

Autor	Norma de ensayo	Ensayo RLT	Frecuencia de carga	Pulso de carga	Tamaño espécimen	Relación de esfuerzo	Niveles de esfuerzo	Ciclos por nivel de esfuerzo
Rahman (2015)	UNE-EN 13286-7	MS	10 Hz	Sinusoidal 0,1 s carga	300 mm x 150 mm	$\sigma_d/\sigma_3 = 1,3-10$	28	10000
Werkmeister (2003)	-	SS	5 Hz	Haversiana 0,1 s carga 0,1 s reposo	300 mm x 150 mm	$\sigma_d/\sigma_3 = 0,5-11$	1	80000- 2000000
Araya (2015)	-	MS	1 Hz	Haversiana 0,1 s carga 0,9 s reposo	202 mm x 101 mm	$\sigma_d/\sigma_3 = 1,5-3$	3	5000
Ebels (2008)	-	SS	2 Hz	Sinusoidal 0,5 s carga	300 mm x 150 mm	$\sigma_d/\sigma_{d,f} = 0,25-0,85$	1	Hasta 1000000
Dal Ben (2014)	-	SS	1 Hz	Haversiana 0,1 s carga 0,9 s reposo	300 mm x 150 mm	$\sigma_d/\sigma_{d,f} = 0,15-0,50$	1	Hasta 500000
Gu (2016)	-	SS	1 Hz	Haversiana 0,1 s carga 0,9 s reposo	150 mm x 150 mm	$\sigma_d/\sigma_3 = 1,9-6,9$	1	10000

3.5 Ecuaciones de transferencia de AASHTO

La Guía de Diseño Mecánico-Empírico de Pavimentos (MEPDG, por sus siglas en inglés) de AASHTO señala que el procedimiento de diseño y análisis comprende el cálculo de la respuesta del pavimento (esfuerzos, deformaciones y deflexiones), lo cual sirve de insumo para estimar el daño incremental en el tiempo. El procedimiento empíricamente relaciona el daño acumulado (Ley de Miner) con los deterioros observados en el pavimento. Los deterioros esperados se asocian con indicadores de desempeño específicos para pavimentos flexibles como el porcentaje de área agrietada, longitud de grietas longitudinales, ahuellamiento y regularidad superficial (mediante el Índice de Regularidad Internacional, IRI). Las respuestas del pavimento se combinan con otros parámetros como el tráfico, el clima y los materiales para predecir la progresión de las fallas clave del pavimento y la pérdida de regularidad con el tiempo. Estos resultados son la base para comprobar la idoneidad de un diseño de pavimento propuesto (AASHTO, 2015).

3.5.1 Agrietamiento por fatiga en capas de mezcla asfáltica

De acuerdo con AASHTO (2015), se definen dos tipos de grietas relacionadas con la carga: grietas de cuero de lagarto y grietas longitudinales. Se asume que las grietas de cuero de lagarto, o de área, se inician en la parte inferior de las capas de mezcla asfáltica y se propagan a la superficie con el tráfico continuo de camiones, mientras que las grietas longitudinales se supone que inician en la superficie. El número permitido de aplicaciones de carga por eje necesarias para el enfoque de índice de daño incremental, para predecir ambos tipos de grietas relacionadas con carga (de área y longitudinales), se muestra en la Ecuación 20 (AASHTO, 2015):

$$N_f = 0,007566 \cdot C \cdot k_1' \cdot b f_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,9492 \cdot b f_2} \cdot \left(\frac{1}{E^*}\right)^{1,281 \cdot b f_3} \quad (20)$$

Los coeficientes C, M y k_1' se calculan de acuerdo con las ecuaciones 21, 22, 23 y 24:

$$C = 10^M = 10^{-0,4356} = 0,3667 \quad (21)$$

$$M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_{be}}{V_a + V_{be}} - 0,69\right) \quad (22)$$

$$\text{Agiertamiento de abajo hacia arriba} \quad (23)$$

$$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1+e^{(11,02-3,49 \cdot H_{AC})}}}$$

Agrietamiento de arriba hacia abajo

$$k'_1 = \frac{1}{0,01 + \frac{1200}{1+e^{(15,676-2,8186 \cdot H_{AC})}}} \quad (24)$$

Donde:

N_f = Cantidad máxima de repeticiones a fatiga para la falla (ESALS).

E^* = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica (psi).

ε_t = Deformación a tensión en la zona de interés de la capa asfáltica (in/in), fibra inferior para grieta de abajo hacia arriba y fibra superior para grietas de arriba hacia abajo.

V_{be} = Contenido de asfalto efectivo por volumen (%).

V_a = Porcentaje de vacíos (%).

k'_1 = Parámetro de corrección según tipo de grieta.

h_{CA} = Espesor de la capa asfáltica (in).

Factores locales para Costa Rica según Arias (2020):

$$Bf_1 = 1,016$$

$$Bf_2 = 0,823$$

$$Bf_3 = 0,772$$

3.5.1.1 Área agrietada

Se calcula el porcentaje de daño acumulado con base en la teoría de Miner (Ecuación 25). El porcentaje de área agrietada (FC_{B-U}) en el carril de diseño con una confiabilidad del 50 % se calcula con la Ecuación 26 (AASHTO, 2015), este tipo de deterioro está asociado al daño por fatiga de grietas en la dirección de abajo hacia arriba.

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i} \quad (25)$$

$$FC_{B-U} = \left(\frac{6000}{1 + e^{c_1 \cdot C'_1 + c_2 \cdot C''_2 \cdot \log(D_B \cdot 100)}} \right) \cdot \left(\frac{1}{60} \right) \quad (26)$$

Donde:

D = Daño por fatiga.

T = Número total de periodos.

n_i = Tráfico actual del periodo i .

N_i = Tráfico permitido bajo las condiciones que prevalecen del periodo i .

FC_{B-U} = Agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga, porcentaje por área de carril.

D_B = Daño por fatiga de abajo hacia arriba, en decimal.

$C'_1 = -2 \cdot C''_2$.

$C''_2 = -2,40874 - 39,748 \cdot (1 + h_{CA}) - 2,856$

h_{ca} = Espesor de capa asfáltica (in).

Factores locales para Costa Rica de acuerdo con Arias (2020):

$C_1 = 4,0$

$C_2 = 3,652$

El error estándar, S_e (desviación estándar de los errores residuales), asociado al porcentaje de área agrietada se muestra en la Ecuación 27. Para determinar el porcentaje de área agrietada al nivel de confianza deseado se utiliza la Ecuación 28 (NCHRP, 2004).

$$S_{e \text{ } FC_{B-U}} = 0,5 + \frac{12}{1 + e^{1,308 - 2,949 \cdot \log D}} \quad (27)$$

$$FC_{B-U} - P = FC_{B-U} + S_{e \text{ } FC_{B-U}} \cdot Z_p \quad (28)$$

Donde:

$FC_{B-U} - P$ = Agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga ajustado al nivel de confianza del proyecto, porcentaje por área de carril.

$S_{e \text{ } FC_{B-U}}$ = Error estándar para el agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga.

Z_p = Valor de “z” de la distribución normal estándar para un nivel de confianza definido.

3.5.1.2 Grietas longitudinales

La longitud de las grietas longitudinales al 50 % de confiabilidad se calcula con la Ecuación 29 (NCHRP, 2004). Este deterioro se asocia con grietas que se originan en la dirección de arriba hacia abajo.

$$FC_{T-D} = 10,56 \cdot \left(\frac{C_4}{1 + e^{c_1 \cdot B_1 + c_2 \cdot B_2 \cdot \log(D_{top} \cdot 100)}} \right) \quad (29)$$

Donde:

FC_{Top} = longitud de grietas longitudinales que inician en la superficie de la capa de mezcla asfáltica en pies/milla (ft/mi).

D_{Top} = daño por fatiga de arriba hacia abajo, en decimal.

$$C_1 = 7,00$$

$$C_2 = 3,50$$

$$C_4 = 1000$$

Factores locales para Costa Rica según Arias (2020):

$$B_1 = 1,52$$

$$B_2 = 1,22$$

El error estándar asociado a la longitud de las grietas longitudinales se calcula con la Ecuación 30. Para determinar la longitud de las grietas longitudinales al nivel de confianza deseado se utiliza la Ecuación 31 (NCHRP, 2006):

$$S_e = 165,68 \cdot \log(D_{top} \cdot 100) + 542,53 \quad 30$$

$$FC_{T-D} - P = FC_{T-D} + S_{e \, FC_{T-D}} \cdot Z_p \quad 31$$

Donde:

$FC_{Top-D} - P$ = Longitud de grietas longitudinales que inician desde la superficie de la capa de mezcla asfáltica en pies/milla (ft/mi), ajustado a nivel de confianza del proyecto.

$S_{eFC T-D}$ = Error estándar del agrietamiento de arriba hacia abajo.

Z_p = Valor de “z” de la distribución normal estándar para el nivel de confianza definido.

El nivel de confiabilidad (Tabla 8) dependerá de los ESALs de diseño.

Tabla 8

Nivel de confiabilidad recomendada en función del nivel jerárquico

MESALs periodo de diseño	Confiabilidad (%)
< 3	75
3-15	85
> 15	95

Nota. Tomado de AASHTO (2015).

En la Tabla 9 se muestra el umbral de falla para el porcentaje del área agrietada en el carril de diseño y la longitud de las grietas longitudinales.

Tabla 9

Umbrales de falla para agrietamiento

MESALs periodo de diseño	Área de carriles agrietados	Longitud de grietas longitudinales
< 3	35 %	379 m/km (2000 ft/mi)
3-15	20 %	379 m/km (2000 ft/mi)
> 15	10 %	284 m/km (1500 ft/mi)

Nota. Tomado de AASHTO (2015).

3.5.2 Ahuellamiento en las capas del pavimento

La distorsión de la superficie en forma de ahuellamiento es causada por la acumulación de deformación vertical plástica o permanente en las diferentes capas del pavimento, como consecuencia de las repeticiones de carga bajo las cuales se somete a la carretera durante su vida útil. El enfoque utilizado en el MEPDG se basa en cálculos de distorsión incremental o el ahuellamiento dentro de cada subcapa del pavimento (capa de mezcla asfáltica, capas granulares (base y subbase) y suelo de subrasante) (AASHTO, 2015).

3.5.2.1 Mezcla asfáltica

El ahuellamiento corresponde a la primera capa o subcapas del pavimento, el cual se asocia con las deformaciones resilientes y plásticas a la profundidad media y temperatura del pavimento. Las siguientes ecuaciones (32, 33, 34, 35 y 36) permiten calcular el ahuellamiento en la capa de mezcla asfáltica (AASHTO, 2015).

$$C_1 = -0,1039 \cdot h_{CA}^2 + 2,4868 \cdot h_{CA} - 17,342 \quad (32)$$

$$C_2 = 0,0172 \cdot h_{CA}^2 - 1,7331 \cdot h_{ac} + 27,428 \quad (33)$$

$$k_z = (C_1 + C_2 \cdot d) \cdot 0,328196^d \quad (34)$$

$$\varepsilon_p = 10^{-3,35412} \cdot T^{1,5606} \cdot N^{0,4791} \cdot \varepsilon_r \quad (35)$$

$$\delta_{CA} = \sum_{i=1}^{n \text{ capas}} \varepsilon_p^i \cdot k_z \quad (36)$$

Donde:

ε_p = deformación plástica acumulada a N repeticiones de carga (in/in).

ε_r = deformación resiliente a compresión en la CA (in/in).

T = temperatura de la mezcla (°F).

N = número de repeticiones de carga (ESALs).

δ_{CA} = deformación permanente total de la capa asfáltica (in).

k_z = parámetro de profundidad

h_{ac} = espesor total de la capa asfáltica (in).

d = profundidad del punto analizado (in).

3.5.2.2 Materiales granulares

Las siguientes ecuaciones (37, 38, 39, 40 y 41) permiten determinar la deformación permanente en las capas granulares de base y subbase (NCHRP, 2004):

$$W_c = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{64}} \right]^{-0,3586 \cdot GTW^{0,1192}} \quad (37)$$

$$\beta = 10^{-0,61119 - 0,017638 \cdot W_c} \quad (38)$$

$$\rho = 10^9 \cdot \left[\frac{\ln \left[\frac{0,15}{20} \right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (39)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) = \frac{\left(e^{(\rho)^\beta} \cdot 0,15 \right) + \left(e^{(\rho/10^9)^\beta} \cdot 0,20 \right)}{2} \quad (40)$$

$$\delta_{CG} = \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N} \right]^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h \quad (41)$$

Donde,

W_c = contenido de agua (%).

E_r = módulo resiliente de la capa/subcapa, psi.

GTW = profundidad del nivel freático, pies.

ε_o , β , ρ = propiedades del material.

ε_r = deformación elástica utilizada en la prueba de laboratorio para obtener las propiedades del material (ε_o , β , ρ).

ε_v = deformación elástica promedio vertical en la capa/subcapa, in/in.

h = espesor de la capa/subcapa (in).

β_1 = factor de calibración, 2,03 para bases/ subbases granulares y 1,35 para los suelos finos (AASHTO, 2015).

δ_{CG} = deformación permanente para la capa granular de base o subbase, in.

N = número de repeticiones de carga.

3.5.2.3 Subrasante

Para calcular la deformación permanente en la subrasante, se calcula la respuesta del pavimento en la superficie de la subrasante y a 6 in de profundidad de la subrasante. Utilizando las ecuaciones 33, 34, 35 y 36 se calcula (ϵ_0/ϵ_r) , β y ρ para $z = 0$ in y $z = 6$ in. Con estos valores se calcula la deformación permanente para cada profundidad (Ecuación 42) con lo cual se calcula k (Ecuación 43). La deformación permanente total en la capa de subrasante se calcula con las ecuaciones 44, 45 y 46.

$$\epsilon_p(z) = \beta_1 \cdot \left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} \right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N} \right]^\beta} \cdot \epsilon_v \quad (42)$$

$$k = \frac{1}{6} \ln \left(\frac{\epsilon_{p,z=0}}{\epsilon_{p,z=6}} \right) \quad (43)$$

$$d\delta = \epsilon_p(z)dz \quad (44)$$

$$\delta = \int_0^{h_{roca}} \epsilon_p(z)dz \quad (45)$$

$$\delta_{SR} = \epsilon_{p,z=0} \int_0^{h_{roca}} e^{-kz} dz = \left(\frac{1 - e^{-k \cdot h_{roca}}}{k} \right) \cdot \epsilon_{p,z=0} \quad (46)$$

Donde:

ϵ_o , β , ρ = propiedades del material.

ϵ_r = deformación elástica utilizada en la prueba de laboratorio para obtener las propiedades del material (ϵ_o , β , ρ).

ϵ_v = deformación elástica promedio vertical en la capa, in/in.

N = número de repeticiones de carga.

δ_{SR} = deformación plástica total de la subrasante, in.

h_{roca} = profundidad de la capa rocosa, pies ($z = 0$ representa la superficie de la subrasante).

3.5.2.4 Ahuellamiento total

El ahuellamiento total puede calcularse como la sumatoria de la deformación permanente en cada capa más la sumatoria de los errores estándar al nivel de confianza deseado (ecuaciones 47, 48, 49 y 50) (AASHTO, 2015).

$$\delta_{total} = \delta_{CA} + \delta_{BG} + \delta_{SB} + \delta_{SR} + (Se_{CA} + Se_{BG} + Se_{SB} + Se_{SR}) \cdot Z_p \quad (47)$$

$$Se_{CA} = 0,24 \cdot \delta_{CA}^{0,8026} + 0,001 \quad (48)$$

$$Se_{BG \text{ o } SB} = 0,1235 \cdot \delta_{BG \text{ o } SB}^{0,5012} + 0,001 \quad (49)$$

$$Se_{SR} = 0,1477 \cdot \delta_{SR}^{0,6711} + 0,001 \quad (50)$$

Donde:

Se_{CA} = Error estándar para la capa de mezcla asfáltica.

$Se_{BG \text{ o } SB}$ = Error estándar para materiales granulares, como bases y subbases.

Se_{SR} = Error estándar para materiales de subrasante.

Z_p = Valor de “z” de la distribución normal estándar para el nivel de confianza definido.

En la Tabla 10 se muestran los umbrales de falla para el ahuellamiento de acuerdo con el nivel del tráfico de diseño.

Tabla 10

Umbral de falla para deformación permanente

MESALs	Ahuellamiento máximo
< 3	16 mm (0,65 in)
3-15	12 mm (0,50 in)
> 15	10 mm (0,40 in)

Nota. Tomado de AASHTO (2015).

CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y DISEÑO DE MEZCLA

4.1 Base Granular y RAP

La base granular (Figura 19) se muestreó en la planta de agregados de la Constructora China Harbour Engineering Company (CHEC), a 600 m del cruce de Río Frio en Sarapiquí, Heredia, la ubicación en coordenadas geográficas es 10°12'48,9" latitud norte y 83°54'14,4" longitud oeste. Este mismo material se utilizó como base estabilizada con cemento en la ampliación de la Ruta 32. Corresponde a un material típico de la zona para ser utilizado como base granular proveniente de la trituración de piedra de río color gris con algunas betas amarillas en las partículas gruesas.

Figura 19

Base granular



El material de RAP (Figura 20) se muestreó en la planta de mezcla asfáltica de la Constructora MECO ubicada en la Uruca, San José, sus coordenadas geográficas son 9°57'43,1" latitud norte y 84°08'39,4" longitud oeste. Este material proviene del perfilado de carpeta asfáltica en obras de rehabilitación. Los encargados de la planta acumulan el perfilado en grandes apilamientos y luego lo procesan hasta un tamaño máximo de 12,5 mm. Este material ya procesado se almacena en

apilamientos bajo techo. La utilización de este material ya procesado tiene la ventaja de no requerir en el laboratorio la disgregación de fragmentos grandes de perfilado que es común encontrar.

Figura 20
Material de RAP



En la Tabla 11 se muestran los resultados de la caracterización y en Figura 21 las curvas granulométricas de los materiales de base granular, RAP y la combinación de estos.

La base granular cumple con los requerimientos para ser estabilizado con asfalto (Tabla 11 y Figura 21). Es un material que no presenta plasticidad, tiene un valor de CBR mayor al mínimo requerido y la granulometría está dentro de las bandas de control, esto beneficia la trabajabilidad de la mezcla, la compactación y el desempeño ante la deformación permanente. Al ser un material con buenas características se podría pensar que no es necesaria la estabilización, sin embargo, para proyectos de mediano a alto volumen de tráfico, una base granular sin estabilizar podría no disponer

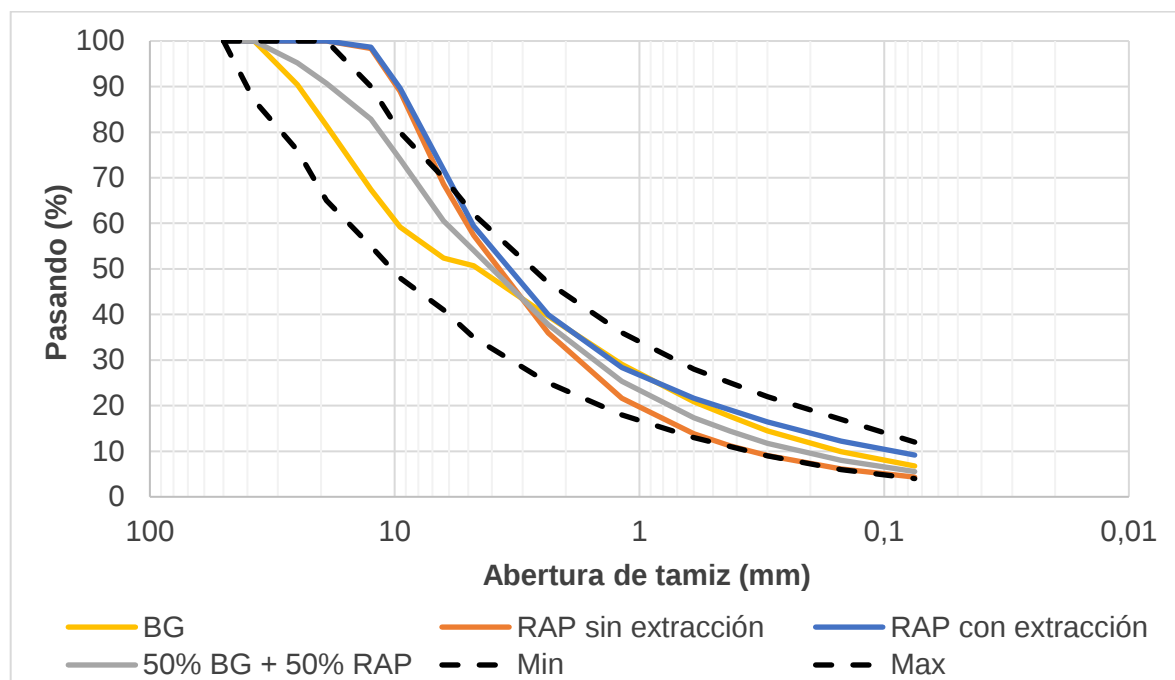
de la rigidez y la durabilidad que se demanda. Además, la no estabilización podría implicar mayores espesores de carpeta asfáltica, de base y subbase, elevando los costos del proyecto.

Tabla 11

Caracterización de los materiales de base granular y RAP

Ensayo	Norma o procedimiento de ensayo	Unidades	BG	RAP	50% BG + 50% RAP	Especificación
Material sin estabilizar						
Densidad máxima seca	AASHTO T180	kg/cm ³	2266	2002	2117	-
óptimo de humedad	AASHTO T180	%	8,0	8,5	8,3	-
IP	ASTM D4318	%	NP	NP	-	≤ 10
CBR al 95%	AASHTO T193	%	138	38	-	≥ 20
Gravedad específica	ASTM C127/C128	-	2,641	2,327	2,474	-
ITS (Modificado)	AASHTO T283	kPa	-	13	-	≤ 100
Contenido de asfalto	ASTM D2172	%	-	4,1	-	≤ 5
Penetración a 25°C (residuo)	ASTM D5	1/100 mm	-	11,5	-	≤ 10
Material estabilizado con emulsión asfáltica						
Densidad máxima seca	AASHTO T180	kg/cm ³	2259	-	-	-
Contenido óptimo de fluidos	AASHTO T180	%	9,2	-	-	-
Recubrimiento inicial	MS-19	%	94	-	-	≥ 60
Recubrimiento final (adherencia)	MS-19	%	80	-	-	≥ 60
Gravedad máxima teórica	AASHTO T209	-	2,685	-	-	-
Material estabilizado con asfalto espumado						
Gravedad máxima teórica	AASHTO T209	-	-	-	2,521	-

Nota. Las especificaciones técnicas son de acuerdo con Wirtgen (2012) y Asphalt Institute (2008).

Figura 21*Curva granulométrica de los materiales de base granular y RAP*

Nota. El RAP extraído corresponde al agregado del RAP sin la presencia del asfalto.

Previo al diseño de mezcla es importante verificar el recubrimiento, compatibilidad y la relación de densidad-humedad del material de base granular con la emulsión asfáltica de rompimiento lento (CSS-1h). Los resultados del ensayo de recubrimiento y adherencia (Tabla 11) con la emulsión asfáltica de rompimiento lento muestran una reactividad y compatibilidad adecuada con el material de base granular, presentando un recubrimiento satisfactorio antes y después de ser sometido al daño por humedad. En la Figura 22 se muestra el recubrimiento del material de base granular con la emulsión asfáltica antes y después de la sumersión en agua hirviendo por 3 minutos.

El contenido óptimo de fluidos totales lo conforman el asfalto residual de la emulsión, el agua dentro de la emulsión, la humedad higroscópica del agregado y el agua que se añadió para alcanzar la máxima densidad seca. En la Tabla 11 se muestra el contenido óptimo de fluidos totales, si se resta el contenido de asfalto residual (en este caso 2,4% sobre el peso seco de agregado) se obtiene el contenido de humedad óptimo. Los fluidos brindan lubricación entre partículas que favorece la trabajabilidad y permite el mezclado y la compactación. La densidad máxima seca baja levemente con respecto al material sin agregar emulsión asfáltica debido a la presencia del asfalto que posee menor densidad que el material granular.

Figura 22

Recubrimiento y adherencia de la base granular con la emulsión asfáltica



Por su parte, el RAP también cumple con los requerimientos para ser estabilizado con asfalto, excepto por la granulometría (Tabla 11 y Figura 21). El material, como se esperaba, no presenta plasticidad por ser producto del perfilado de mezcla asfáltica en caliente. El valor de CBR, aunque menor que la base granular, cumple con lo requerido por especificación. La granulometría sin y con extracción del asfalto del RAP (la extracción del asfalto del RAP se realiza por medio de solvente, mediante el método de centrífuga, para determinar el contenido de asfalto y la granulometría sin asfalto del RAP) presenta una deficiencia de gruesos (Figura 21), esto implica un menor desempeño ante la deformación permanente, al no tener un esqueleto más robusto de agregado que brinde fricción interna y por ende resistencia al corte. En la granulometría con extracción del asfalto no se observa deficiencia de finos, no obstante, en el campo los finos van a estar encapsulados en el asfalto del RAP, como en el caso de la granulometría sin extracción. Los finos en conjunto con el asfalto son fundamentales para formar los puntos de soldadura que proveen de cohesión a los materiales estabilizados con asfalto. El RAP generalmente presentará estas deficiencias de tamaños debido al proceso de perfilado y si este no se mezcla con capas de base subyacente como en el caso de una rehabilitación con reciclado en frío, se requerirá adicionar material de aporte como agregado triturado o polvo de piedra (entre un 15 % y 30 %) para mejorar la curva granulométrica (Wirtgen, 2012). De acuerdo con la Figura 21, la granulometría de la combinación de 50 % base granular con 50 % RAP está dentro de las bandas de control, corrigiendo las deficiencias de tamaños que presentaba el RAP por sí solo. La graduación combinada tiende a ser más fina que el material de base granular solo.

La evaluación de la actividad del asfalto presente en el RAP muestra una resistencia a la tensión indirecta (ITS) menor al máximo permitido lo cual sugiere que el asfalto no provee de

cohesión a la mezcla (Tabla 11). Los resultados de contenido de asfalto y penetración son congruentes con el resultado de ITS y confirman que el asfalto dentro del RAP analizado se encuentra envejecido. En estas condiciones, el comportamiento mecánico del RAP tenderá a ser más semejante a un material granular que a un material de mezcla asfáltica.

4.2 Emulsión Asfáltica

En la Tabla 12 se muestran los resultados de la caracterización de la emulsión asfáltica de rompimiento lento (CSS-1h). La emulsión presenta una viscosidad que tiende hacia el límite bajo de la especificación lo cual facilita su mezclado con los agregados. El contenido de asfalto residual es acorde a la baja viscosidad, este dato es importante para calcular el porcentaje de asfalto residual a la hora de mezclar con el agregado. La emulsión asfáltica cumple con los parámetros de calidad del Reglamento Técnico Centroamericano (MEIC, 2004). Si bien la emulsión cumple con los requisitos de calidad referentes a su composición, consistencia y estabilidad es indispensable evaluar su desempeño a la hora de mezclarse con el agregado que se va a utilizar en el diseño de mezcla. Anteriormente, se comentaron los resultados del ensayo de recubrimiento y adherencia, los cuales permiten ver, antes del diseño de mezcla, si la emulsión asfáltica tiene un adecuado recubrimiento, trabajabilidad y compatibilidad con el agregado, en donde para los materiales empleados, se obtuvo una reactividad y compatibilidad adecuada.

Tabla 12

Caracterización de emulsión asfáltica CSS-1h

Resultado	Norma	Unidades	Resultado	Especificación RTCA (2004)
Viscosidad Saybolt Furol a 25 °C	ASTM D7496	s	26,0	20,0 – 100,0
Residuo por destilación	ASTM D6997	%	61,2	≥ 57
Penetración residuo	ASTM D5	1/10 mm	55,0	40,0 – 90,0
Retenido en tamiz N°20	ASTM D6933	%	0,01	≤ 0,10
Estabilidad 24 horas	ASTM D6930	%	0,6	≤ 1,0

Nota. Informe de ensayo de RECOPE N° 1361A21-E1 (Ver Anexo A).

4.3 Asfalto

Para verificar la calidad de la espuma que produce el asfalto con el que se va a diseñar la mezcla se requiere conocer su consistencia, asfaltos muy rígidos tienden a producir una calidad de espuma inferior, lo que conlleva a una pobre dispersión del asfalto en la mezcla (Sabita, 2020). El

asfalto que idealmente se recomienda para espumar tiene una penetración que va de 70 a 100, sin embargo, asfaltos duros que cumplan con los criterios de expansión y vida media mínimos se pueden considerar aceptables (Sabita, 2020). En la Tabla 13 se puede observar que el asfalto para espumar tiene una consistencia dura debido a la penetración y viscosidad absoluta que posee, sin embargo, cumple con la expansión y vida media mínimos. En la Figura 23 se muestra el proceso de calibración del asfalto variando la temperatura y la tasa de inyección de agua. En la Figura 24 se observa la curva de calibración del asfalto a una temperatura de 165 °C donde se grafica la variación de la vida media y la expansión con respecto a la tasa de inyección de agua. La tasa de inyección óptima es el punto medio del rango donde cumple con la expansión y vida media mínima. En este caso, la tasa de inyección de agua óptima es 1,6 % a una temperatura de 165 °C.

Tabla 13

Caracterización de asfalto

Resultado	Norma o procedimiento de ensayo	Unidades	Resultado	Especificación RTCA (2004) y Wirtgen (2012)
Penetración	ASTM D5	1/10 mm	57	≥ 50
Viscosidad a 60°C y 50,0 kPa	ASTM D2171	Pa s	264	240,0 – 350,0
Expansión a 165°C	Manual Wirtgen	veces	10	≥ 8
Vida media a 165°C	Manual Wirtgen	s	12	≥ 6
Contenido de agua	Manual Wirtgen	%	1,6	-

Nota. La penetración y viscosidad se obtuvieron del informe de RECOPE N° 1007A21 (Ver Anexo B)

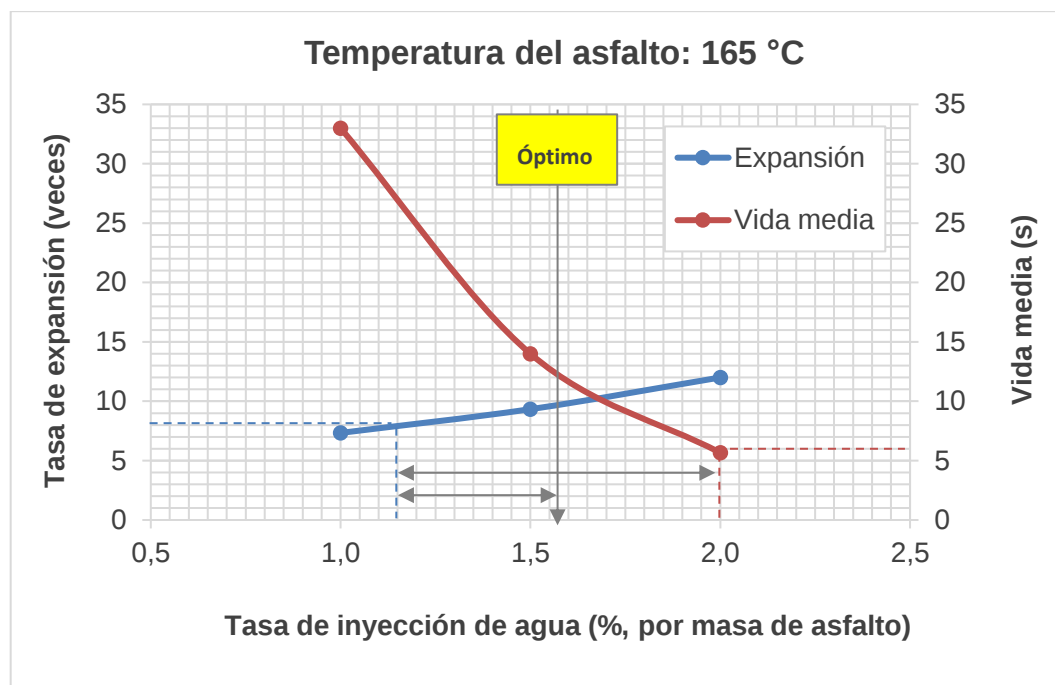
Figura 23

Calibración de la espuma de asfalto



Figura 24

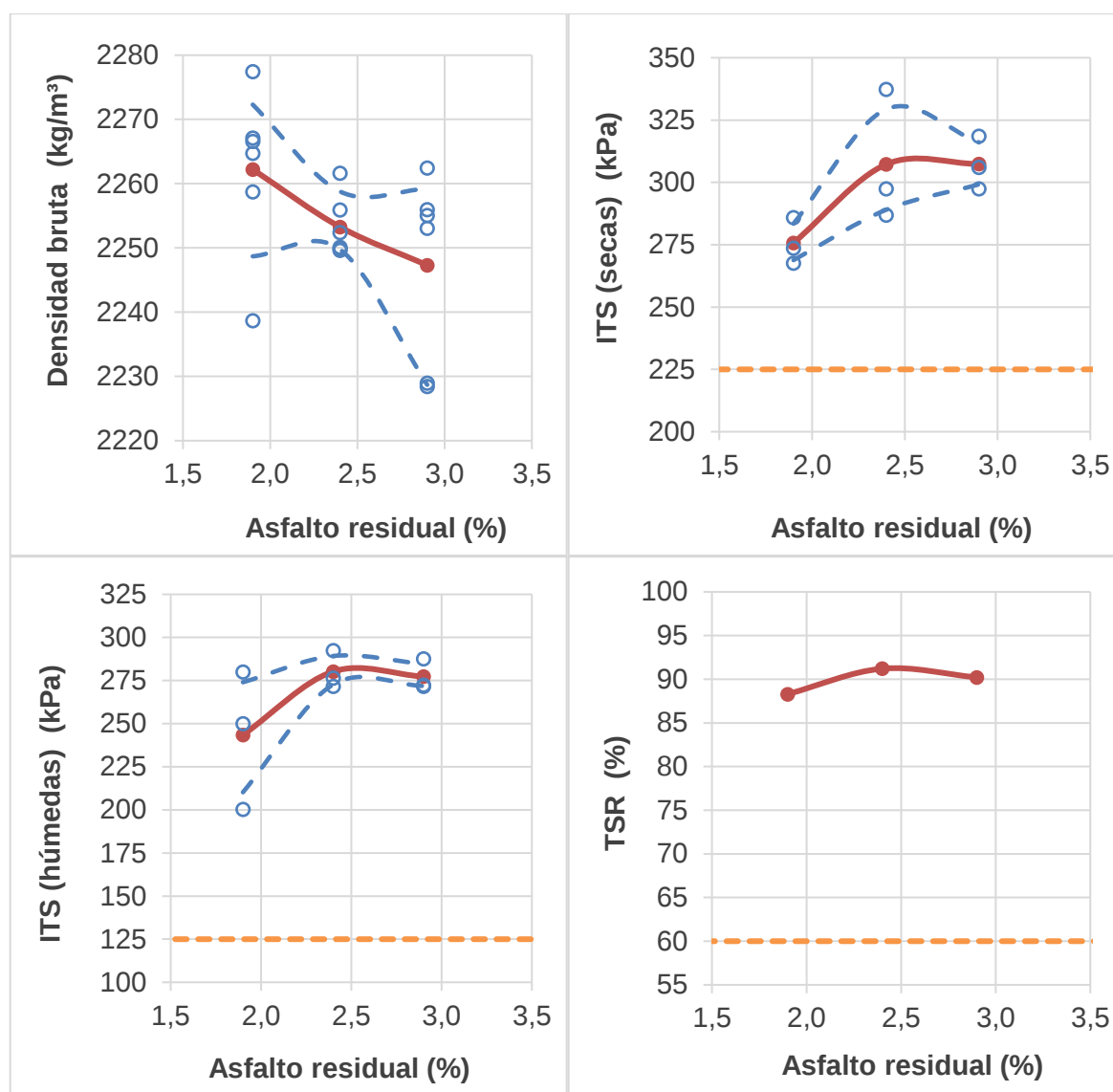
Determinación del contenido óptimo de agua de inyección



4.4 Diseños de Mezcla

4.4.1 Mezcla 100% base granular con emulsión asfáltica de rompimiento lento

Como se observa en la Figura 25, los diferentes contenidos de asfalto residual cumplen con los requisitos de resistencia a la tensión indirecta. La alta resistencia retenida a la tensión indirecta indica una buena adherencia entre el agregado y el asfalto residual de la emulsión asfáltica, y por lo tanto una menor susceptibilidad al daño por humedad. Para optimizar el contenido de relleno mineral activo (cemento), se compactaron especímenes adicionales disminuyendo el contenido de cemento a 0,75 % (que es el mínimo que se podría colocar en el campo por las características de los equipos) y dejando en 2,4 % el asfalto residual, sin embargo, las resistencias a la tensión indirecta secas decrecieron de forma considerable incumpliendo la especificación. Debido a lo anterior y por economía, se determina como contenido óptimo de asfalto residual 1,9 % en conjunto con 1 % de cemento como relleno mineral activo. En la Tabla 14 se muestra el resumen de los resultados del diseño de mezcla y se resalta en anaranjado el contenido de asfalto residual seleccionado como óptimo.

Figura 25*Diseño de mezcla 100%BG+EA*

Nota. Los puntos azules corresponden a los datos individuales, la línea azul punteada indica el percentil 10 y 90 de los datos, la línea roja con puntos rojos es el promedio y la línea de puntos naranja la especificación.

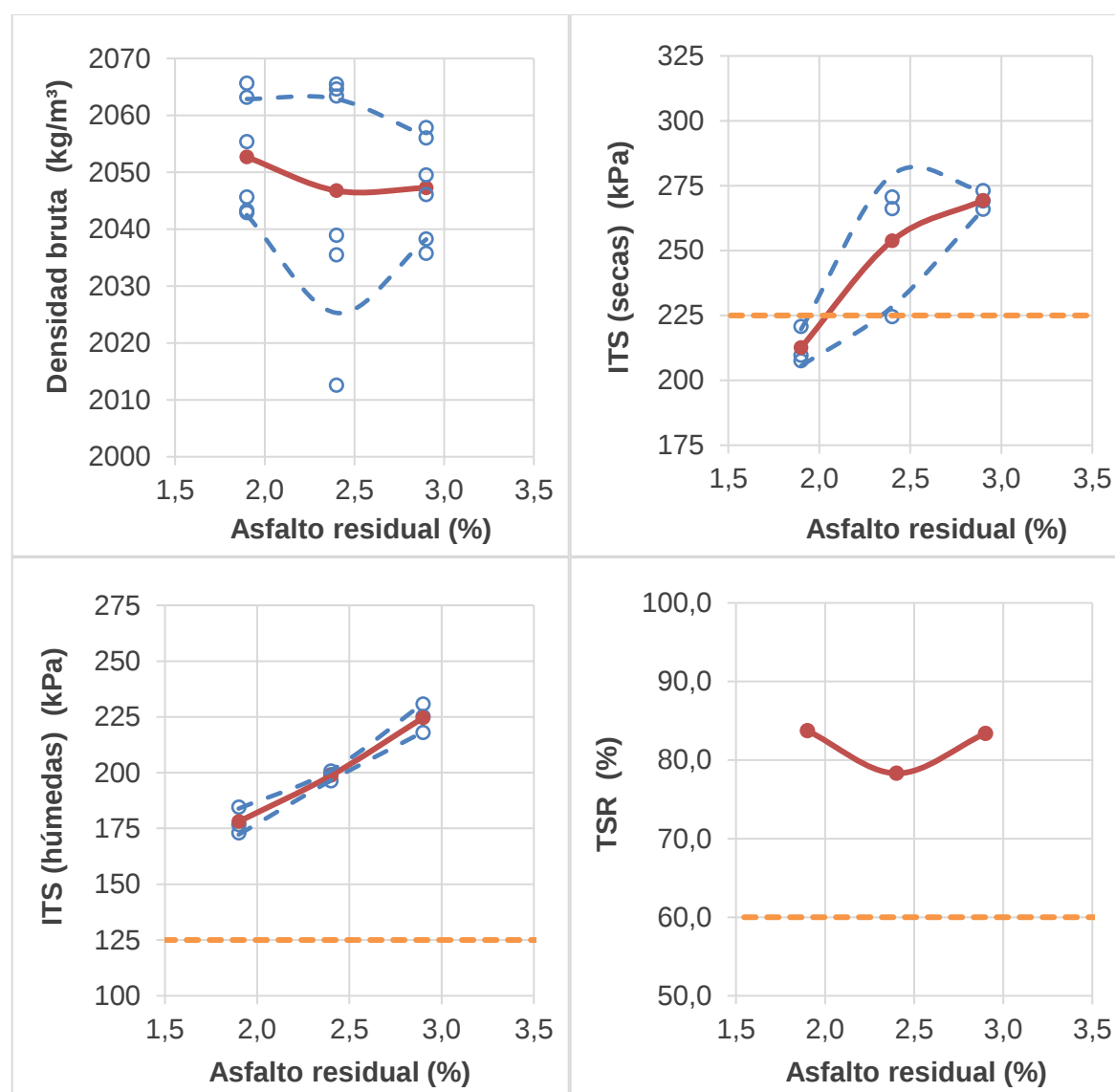
4.4.2 Mezcla 50% base granular más 50% RAP con asfalto espumado

En la Figura 26 se muestra que los diferentes contenidos de asfalto residual cumplen con los requisitos de resistencia a la tensión indirecta, excepto para 1,9 % en el caso de la tensión indirecta seca. Como en la mezcla anterior, se presenta una alta resistencia retenida a la tensión indirecta

implicando una menor susceptibilidad al daño por humedad. Se determina 2,4 % como el contenido óptimo de asfalto residual en conjunto con 1 % de cemento como relleno mineral activo, ya que cumple con todos los criterios de la especificación y deja un cierto margen de seguridad.

Figura 26

Diseño de mezcla 50%BG+50%RAP+AE



Nota. Los puntos azules corresponden a los datos individuales, la línea azul punteada indica el percentil 10 y 90 de los datos, la línea roja con puntos rojos es el promedio y la línea de puntos naranja la especificación.

En la Tabla 14 se muestra el resumen de los resultados del diseño de mezcla y se resalta en anaranjado el contenido de asfalto residual seleccionado como óptimo.

Tabla 14

Resumen de diseño de mezcla

Mezcla	Asfalto residual (%)	Cemento (%)	Densidad (kg/m ³)	Compact. (%)	ITS _{seco} (kPa)	ITS _{húmedo} (kPa)	TSR (%)
100%BG+EA	1,90	1,0	2262	100,1	275,7	243,5	88,3
	2,40	1,0	2253	99,8	307,2	280,2	91,2
	2,90	1,0	2247	99,5	307,4	277,3	90,2
	2,40	0,75	2249	99,6	199,6	168,5	84,4
50%BG+50% RAP+AE	1,90	1,0	2053	97,0	212,6	178,1	83,7
	2,40	1,0	2047	96,7	253,8	198,7	78,3
	2,90	1,0	2047	96,8	269,4	224,6	83,4

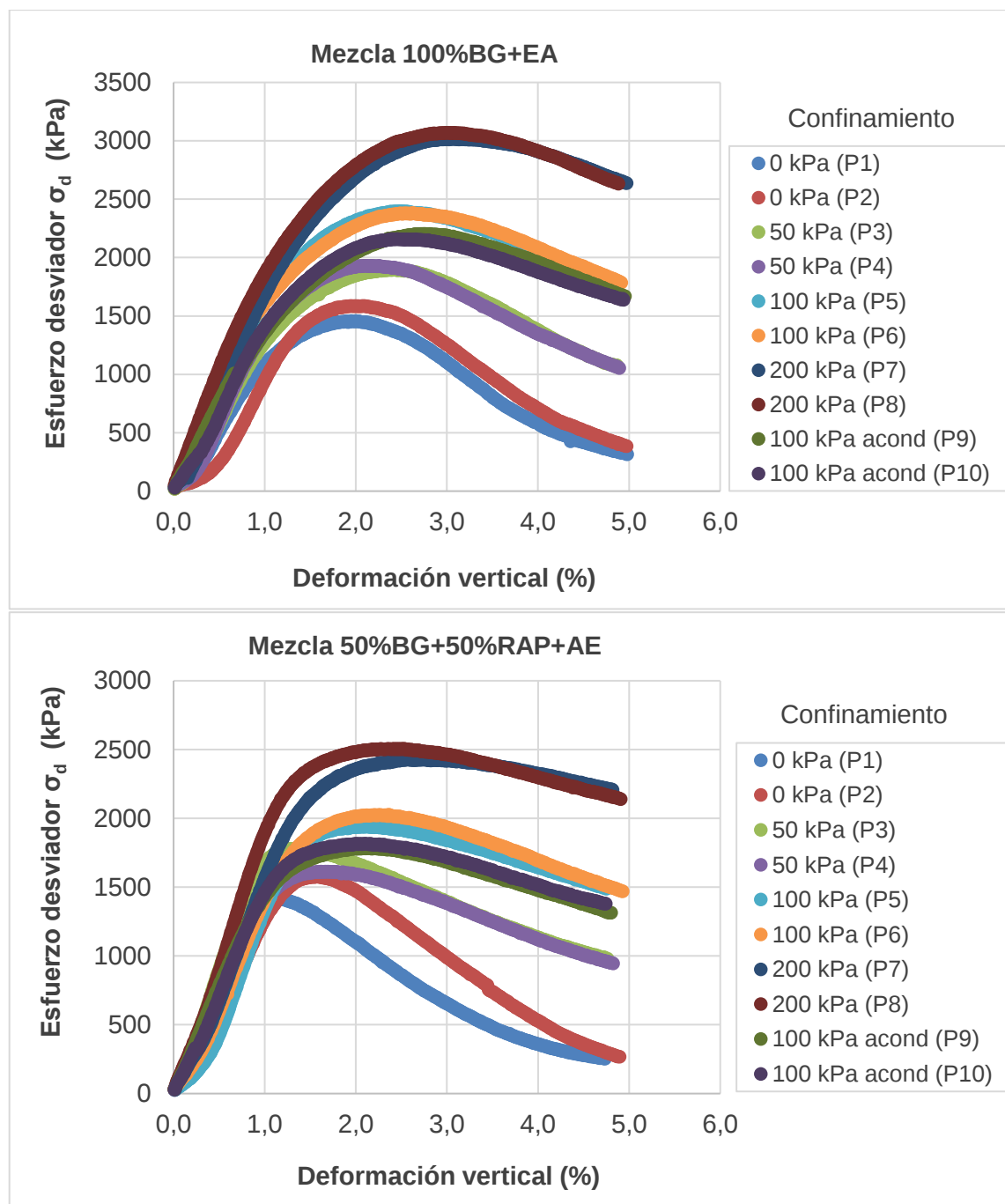
4.4.3 Ensayos triaxiales monotónicos

Con el contenido de asfalto óptimo y relleno mineral activo se realizó el ensayo de resistencia al corte para ambas mezclas. En la Figura 27 se muestran las curvas de los ensayos de resistencia al corte (triaxial monotónico) a diferentes confinamientos para los especímenes de la mezcla 100%BG+EA y 50%BG+50%RAP+AE respectivamente. En ambas mezclas se da un comportamiento donde conforme aumenta el confinamiento hay un mayor esfuerzo desviador de falla.

Las deformaciones verticales cuando se dio el esfuerzo desviador de falla (σ_{df}) estuvieron aproximadamente entre 2 % y 3 % para la mezcla 100%BG+EA y entre 1,5 % y 2,5 % para la mezcla 50%BG+50%RAP+AE. Un nivel de deformación vertical permanente de 2 % se considera como excesivo según la norma EN 13286-7 (AENOR, 2008) cuando se realizan ensayos triaxiales para caracterizar la deformación permanente en materiales granulares. Sin embargo, otros investigadores consideran un 4 % como un límite para la deformación permanente en materiales estabilizados con asfalto (BSM) (Jenkins, Long, & Ebels, 2007; Ebels, 2008). Los resultados obtenidos indican que a deformaciones verticales mayores al 2%, el esfuerzo desviador y, por lo tanto, la resistencia al corte del material puede disminuir de forma considerable. Para el ensayo de deformación permanente se podría considerar como límite de falla una deformación vertical máxima de 2%.

Figura 27

Variación del esfuerzo desviador con respecto a la deformación vertical

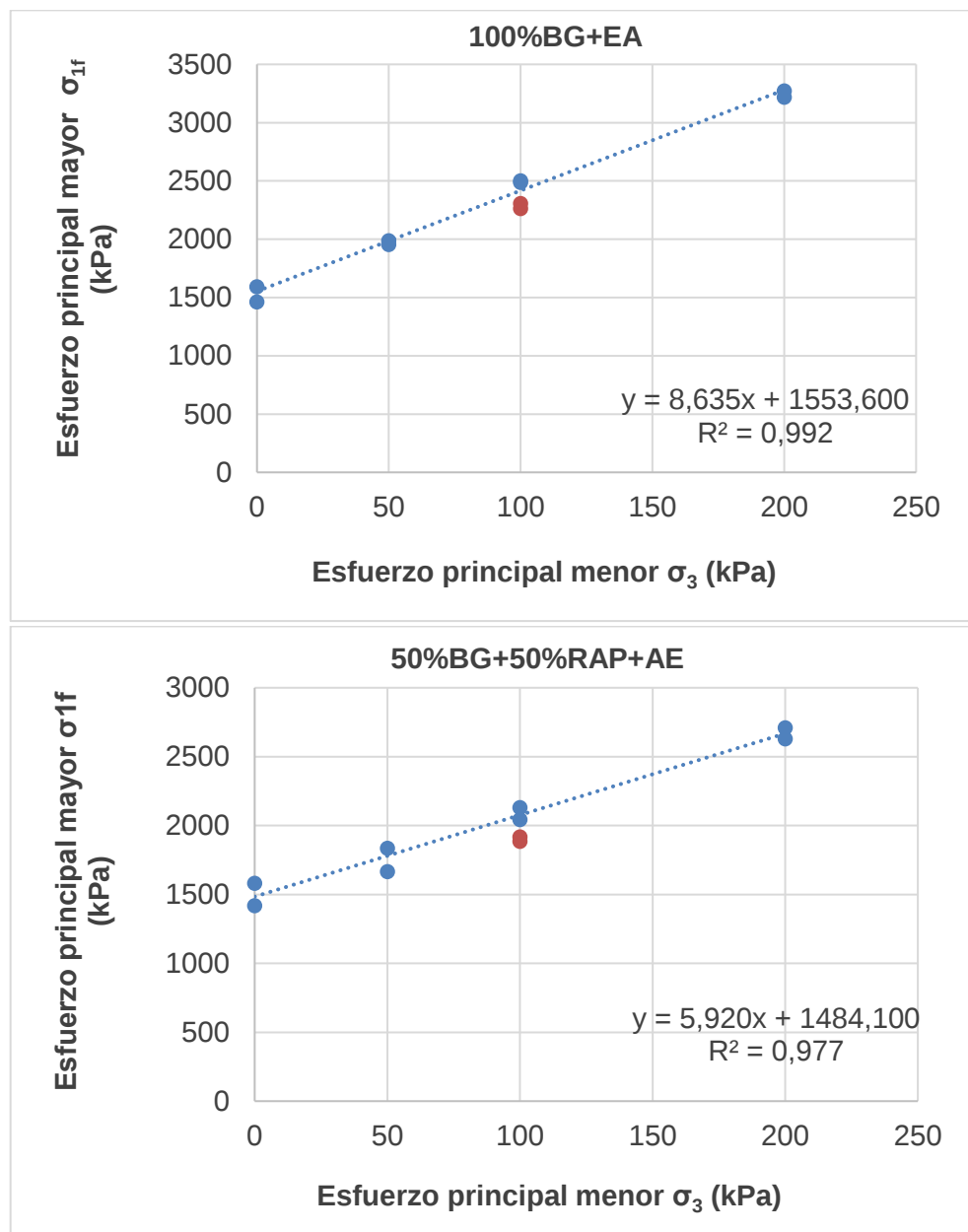


Nota. Los especímenes con la abreviatura acond corresponden a los dos especímenes que fueron sumergidos en agua por 24 horas para determinar la cohesión retenida.

En la Figura 28 se muestra de forma más evidente el comportamiento esfuerzo-dependiente, equivalente a los materiales granulares, donde el esfuerzo principal mayor (σ_{1f}) aumenta de forma proporcional conforme aumenta el esfuerzo principal menor (σ_3) de confinamiento.

Figura 28

Variación del esfuerzo principal σ_{1f} con respecto al esfuerzo de confinamiento σ_3



Nota. Los puntos rojos corresponden a los especímenes acondicionados.

En ambas mezclas la disminución del esfuerzo desviador de falla en los especímenes acondicionados fue leve (Figura 28). La baja permeabilidad que presentan estos materiales podría dificultar el ingreso del agua en los especímenes compactados afectando en menor medida la magnitud de la resistencia al corte. Esto da cabida a reconsiderar si la sola sumersión por 24 horas en agua a 25°C sería suficiente para causar un daño por humedad equivalente al que podría enfrentar el material en servicio donde las cargas móviles producto del tráfico vehicular inducen a altas presiones de poro por la infiltración de humedad, promoviendo fallas por cohesión y adherencia. Varios autores recomiendan el uso de equipos como el MIST (Moisture Induced Sensitivity Test) el cual aplica pulsos de presiones de agua en especímenes compactados y curados simulando el efecto hidrodinámico que ocurre en el campo debido a la carga dinámica del tráfico (Asphalt Academy, 2009; Twagira, 2010).

Se generaron los círculos de Mohr con los cuales se trazó la envolvente de falla (Figura 29). Para calcular el ángulo de fricción interna y la cohesión, se determinó primero la pendiente (A) y el intercepto (B) de los gráficos de la Figura 28 y luego se utilizó la Ecuación 3 y 4. En la Tabla 15 se muestra el resumen de los resultados de resistencia al corte. Para ambas mezclas los parámetros de corte cumplen para un material Clase 1, el cual es adecuado para proyectos de más de 3 MESALs (Wirtgen, 2012; Sabita, 2020). La cohesión retenida (Ecuación 5) es congruente con lo obtenido en el ensayo de resistencia retenida a la tensión indirecta, los materiales presentan una buena adherencia con el asfalto en condiciones de humedad.

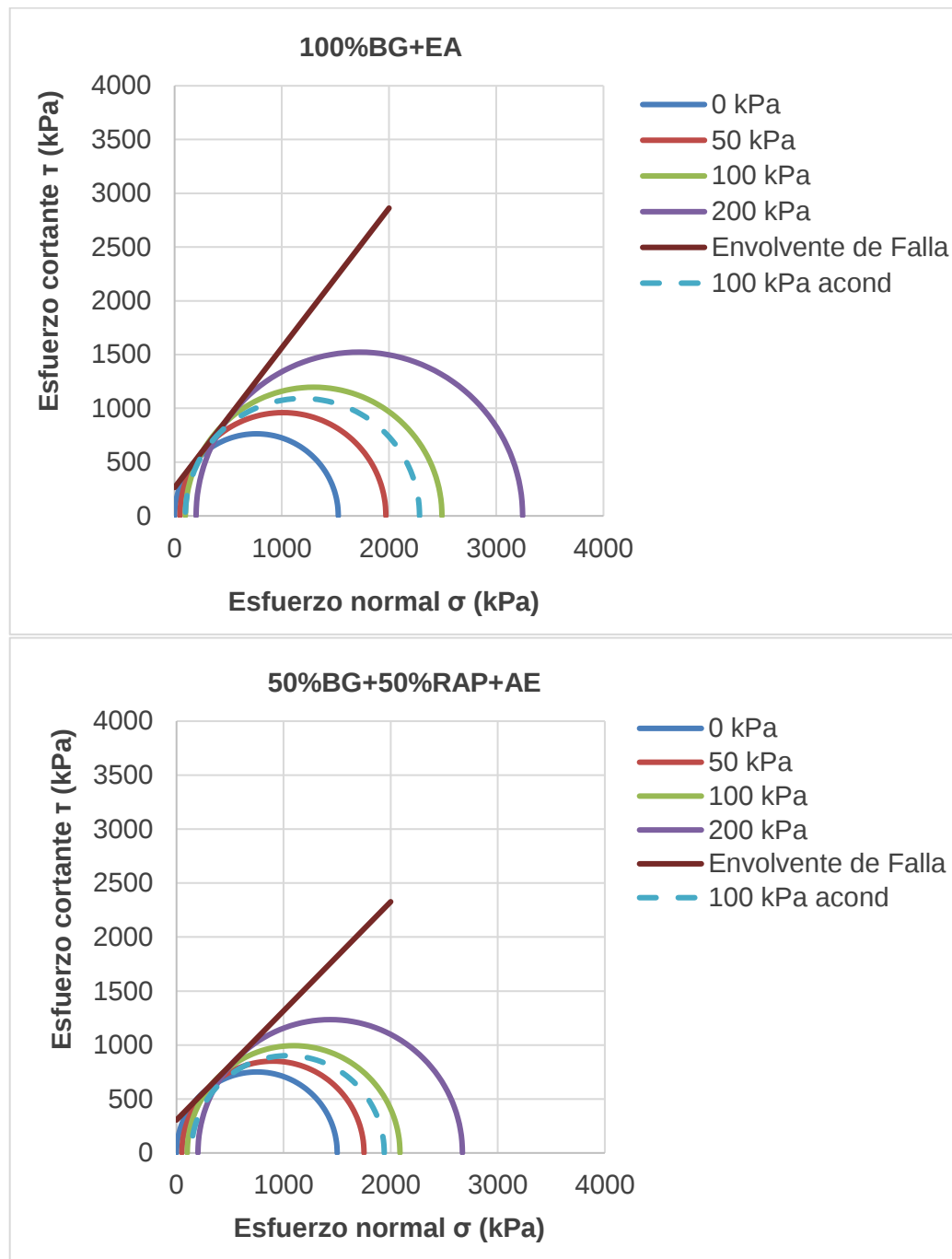
Tabla 15

Resumen de resultados de resistencia al corte

Parámetro	Unidades	100%BG+EA	50%BG+50%R AP+AE	Especificación Sabita (2021)
Asfalto residual	%	1,9	2 ,4	-
Cemento	%	1,0	1,0	-
Densidad	kg/m ³	2275	2120	-
Compactación	%	101	100	-
Fricción interna	°	52	45	≥ 40 (RAP<50%) ≥ 38 (RAP>50%)
Cohesión	kPa	264	305	≥ 250 (RAP<50%) ≥ 265 (RAP>50%)
Cohesión retenida	%	91	91	≥ 75
Clasificación		Clase 1 (> 3 MESALs)		

Figura 29

Círculos de Mohr y envolvente de falla con resultados de ensayo triaxial monotónico



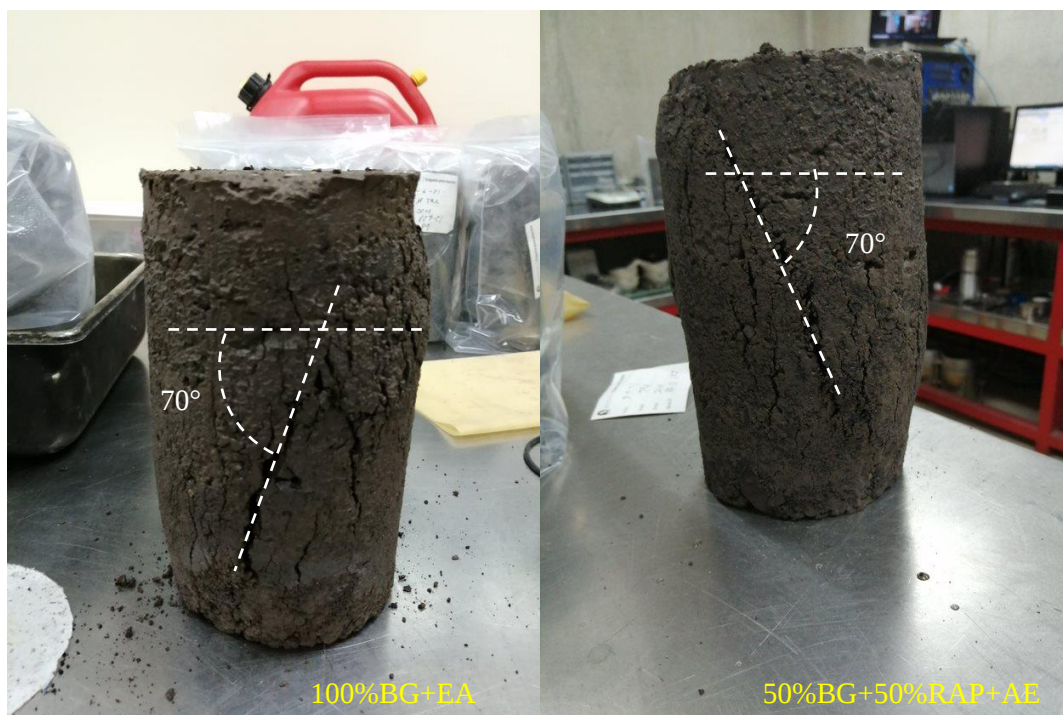
El RAP dentro de la mezcla tiende a disminuir levemente el ángulo de fricción interna y aumentar la cohesión (Bierman, 2018; Jenkins & Johns, 2021), este comportamiento es congruente con las especificaciones que consideran el contenido de RAP dentro de la mezcla (Sabita, 2020). Las

mezclas sin RAP al tener una granulometría más gruesa y mayor angularidad presenta un mejor entramamiento entre partículas lo cual incide en un mayor ángulo de fricción interna. Por lo tanto, el agregar hasta un 50% de RAP no afectó las propiedades mecánicas del material, lo cual se traduce en un mayor aprovechamiento de este material en proyectos de rehabilitación, generando ahorro de materiales vírgenes, acarreos, consumo de hidrocarburos y un menor impacto en el ambiente.

Los especímenes después del ensayo triaxial monotónico mostraron un plano de falla bien definido asociado a una falla por esfuerzo cortante que, según la teoría de mecánica de suelos, se relaciona con el ángulo de fricción interna ϕ por medio de la expresión $\theta = 45^\circ + \phi/2$ (Das, 2015). En la Figura 30 se observa que el plano de falla tiene una inclinación de 70° aproximadamente, lo cual concuerda aproximadamente con los ángulos de fricción obtenidos para ambas mezclas.

Figura 30

Especímenes después del ensayo triaxial monotónico



CAPITULO 5. DESARROLLO DE MODELOS DE MÓDULO RESILIENTE

5.1 Propiedades de los especímenes de ensayo

En la Tabla 16 se muestra el resumen de las características de los especímenes de ensayo. Se observa que el porcentaje de compactación fue levemente superior al 100% para casi todos los especímenes de ensayo. Para los materiales estabilizados con asfalto se especifica un porcentaje mínimo de compactación entre 98 % y 102 % con base a la densidad máxima seca del Proctor modificado (AASHTO T 180). Es importante recalcar que el compactador vibratorio simula mejor la compactación en campo, y que este tiende a dar densidades más altas que el Próctor modificado (Kelfkens, 2008). El porcentaje del OMC estuvo en un rango de 59,9 % a 78,2 % y el porcentaje de saturación entre 67,4 % y 84,4 %. Para cada mezcla se ensayó un grupo de especímenes que se acondicionaron en agua por 24 horas previo al ensayo de módulo resiliente. Los especímenes estabilizados con asfalto espumado presentaron un porcentaje de saturación mayor que los especímenes estabilizados con emulsión asfáltica. El menor grado de recubrimiento de los especímenes estabilizados con asfalto espumado los podrían hacer más permeables, lo cual facilitaría la saturación.

Tabla 16

Características de los especímenes de ensayo de módulo resiliente

Mezcla	Acond.	Densidad bruta (kg/m ³)	Compact. (%)	Humedad equilibrio (%)	Humedad ensayo (%)	Porcentaje del OMC (%)	Saturación (%)
100%BG +EA	No	2282	101,0	4,8	4,6	65,8	69,1
	No	2294	101,5	4,8	4,7	67,5	73,4
	No	2300	101,8	4,3	4,2	61,3	67,9
	Si	2290	101,4	4,7	4,7	68,5	73,6
	Si	2291	101,4	4,6	4,7	68,1	73,6
	Si	2285	101,1	4,9	5,1	73,1	77,4
50%BG+ 50%RAP +AE	No	2125	100,4	5,1	5,0	59,9	67,4
	No	2116	100,0	5,4	5,3	64,2	70,4
	No	2124	100,3	5,6	5,5	66,2	74,2
	Si	2133	100,8	5,9	6,4	76,7	88,5
	Si	2120	100,2	5,9	6,3	76,1	84,4
	Si	2101	99,3	6,2	6,5	78,2	82,0

5.2 Análisis de las relaciones de esfuerzo desviador

Previo a la realización del ensayo de módulo resiliente y con los resultados de resistencia al corte se calcularon las relaciones de esfuerzo desviador (Ecuación 11 y 12) que aplican los procedimientos de ensayo de NCHRP 1-28A y AASHTO T 307 (NCHRP, 2004; AASHTO, 2017), para determinar si los estados de esfuerzos son los que podría experimentar el material dentro de la estructura de pavimento. En las Tablas 17 y 18 se indican las relaciones de esfuerzo desviador para cada método de ensayo de módulo resiliente. Cada mezcla presenta un ángulo de fricción y cohesión distinto, y por ello las relaciones de esfuerzo desviador varían para cada una.

Tabla 17

Relaciones de esfuerzo desviador para secuencias de ensayo AASHTO T 307

Secuencia de ensayo	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Relación de esfuerzos $\sigma_d/\sigma_{d,f}$	
				100%BG+EA	50%BG+50% RAP+AE
Acond.	103,4	10,3	93,1	0,04	0,05
1	20,7	2,1	18,6	0,01	0,01
2	20,7	4,1	37,3	0,02	0,02
3	20,7	6,2	55,9	0,03	0,04
4	34,5	3,5	31,0	0,02	0,02
5	34,5	6,9	62,0	0,03	0,04
6	34,5	10,3	93,1	0,05	0,06
7	68,9	6,9	62,0	0,03	0,03
8	68,9	13,8	124,1	0,06	0,07
9	68,9	20,7	186,1	0,09	0,10
10	103,4	6,9	62,0	0,03	0,03
11	103,4	10,3	93,1	0,04	0,05
12	103,4	20,7	186,1	0,08	0,09
13	137,9	10,3	93,1	0,04	0,04
14	137,9	13,8	124,1	0,05	0,06
15	137,9	27,6	248,2	0,10	0,11

Para el procedimiento de AASHTO T 307 el rango de relaciones de esfuerzo desviador varía entre 0,01 y 0,11 y para NCHRP 1-28A entre 0,01 y 0,45. Las relaciones de esfuerzo desviador son más bajas para el procedimiento de AASHTO T 307. El procedimiento de NCHRP 1-28A implica un barrido más amplio de estados de esfuerzos. Sabita (2020) realizó un análisis de la respuesta estructural de pavimentos con capas de base estabilizada con asfalto y estimó en estas capas relaciones de esfuerzo desviador mayores que las que se aplican con la norma de ensayo AASHTO T 307, por lo tanto, los modelos que se generen para predecir el módulo resiliente podrían sobreestimar o

subestimar la respuesta de estos materiales dentro de la estructura de pavimento. En el Capítulo 7 se analiza la respuesta estructural de un pavimento con una capa de base estabilizada con asfalto utilizando una de las mezclas diseñadas en la investigación. Para considerar estados de esfuerzo más representativos y que podría experimentar el material en un pavimento se escogió la secuencia de esfuerzos que aplica el procedimiento de ensayo del NCHRP 1-28A.

Tabla 18

Relaciones de esfuerzo desviador para secuencias de ensayo NCHRP 1-28A

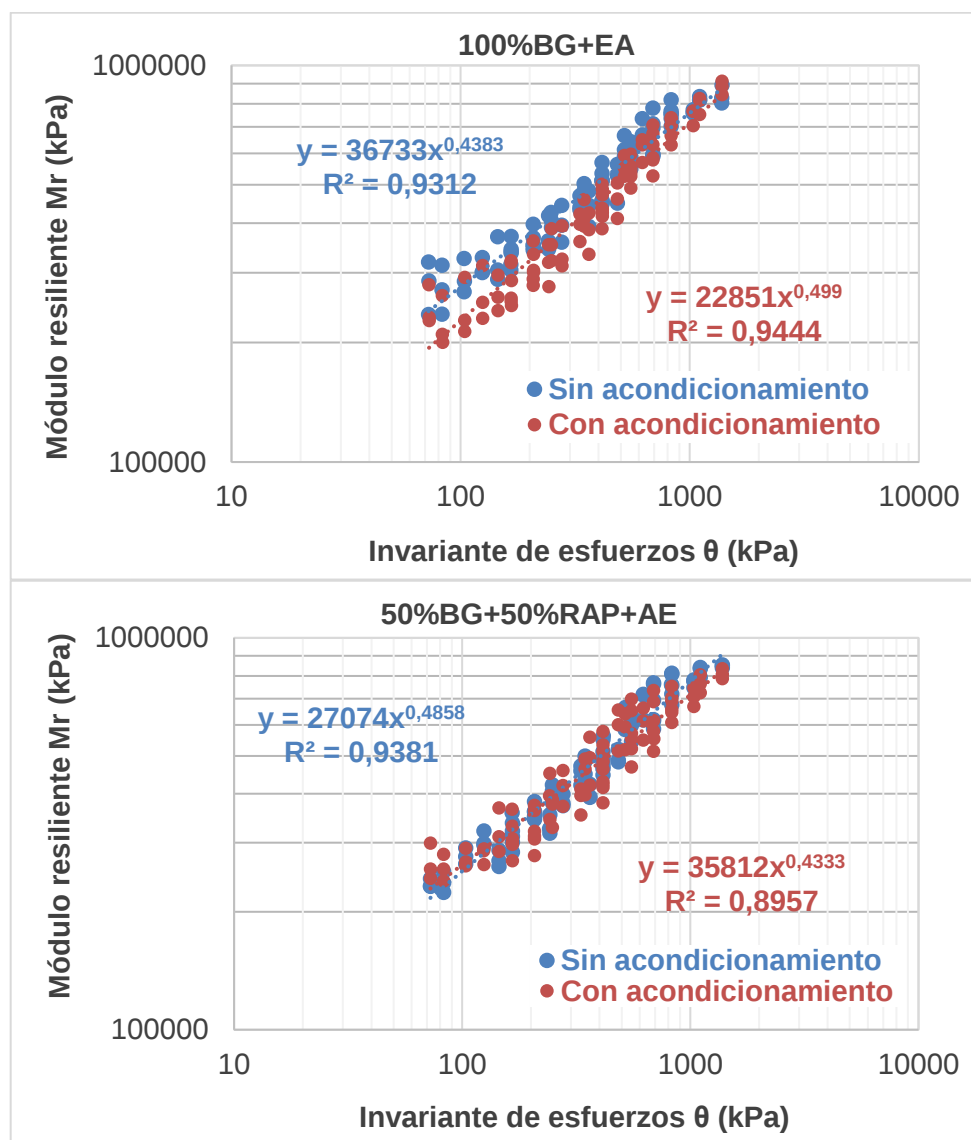
Secuencia de ensayo	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Relación de esfuerzos $\sigma_d/\sigma_{d,f}$	
				100%BG+EA	50%BG+50%RAP+AE
Acond.	103,5	20,7	207,0	0,09	0,10
1	20,7	4,1	10,4	0,01	0,01
2	41,4	8,3	20,7	0,01	0,01
3	69	13,8	34,5	0,02	0,02
4	103,5	20,7	51,8	0,02	0,03
5	138	27,6	69,0	0,03	0,03
6	20,7	4,1	20,7	0,01	0,01
7	41,4	8,3	41,4	0,02	0,02
8	69	13,8	69,0	0,03	0,04
9	103,5	20,7	103,5	0,04	0,05
10	138	27,6	138,0	0,05	0,06
11	20,7	4,1	41,4	0,02	0,03
12	41,4	8,3	82,8	0,04	0,05
13	69	13,8	138,0	0,07	0,08
14	103,5	20,7	207,0	0,09	0,10
15	138	27,6	276,0	0,11	0,13
16	20,7	4,1	62,1	0,04	0,04
17	41,4	8,3	124,2	0,07	0,07
18	69	13,8	207,0	0,10	0,11
19	103,5	20,7	310,5	0,13	0,16
20	138	27,6	414,0	0,16	0,19
21	20,7	4,1	103,5	0,06	0,07
22	41,4	8,3	207,0	0,11	0,12
23	69	13,8	345,0	0,17	0,19
24	103,5	20,7	517,5	0,22	0,26
25	138	27,6	690,0	0,26	0,32
26	20,7	4,1	144,9	0,08	0,09
27	41,4	8,3	289,8	0,16	0,17
28	69	13,8	483,0	0,23	0,26
29	103,5	20,7	724,5	0,31	0,36
30	138	27,6	966,0	0,37	0,45

5.3 Resultados del ensayo de módulo resiliente

En la Figura 31 se muestran los resultados para el ensayo de módulo resiliente (en el Apéndice A se muestran las tablas de datos). Se grafica el módulo resiliente vs el invariante de esfuerzos como se hace normalmente para los materiales granulares. Se observa que el módulo resiliente varía de forma no lineal según el invariante de esfuerzos. La variable independiente (invariante de esfuerzos) explica adecuadamente la variable dependiente (módulo resiliente), ya que el coeficiente de determinación (R^2) es cercano a 1.

Figura 31

Resultados del ensayo de módulo resiliente



Se realiza un análisis de regresión lineal múltiple con diferentes modelos propuestos en la literatura y determinar para este tipo de materiales cual modelo se desempeña mejor. El análisis se realizó para los especímenes sin acondicionar (Tabla 19).

Tabla 19

Análisis de modelos de módulo resiliente para cada mezcla

Mezcla	Modelo	Variable explicativa	Coefficientes de regresión	P value	R ² ajustado
100%BG+EA	(Dunlap, 1963)	Intercepto	3,7708	0,000	0,7378
		log(σ_3 /Pa)	0,4462	0,000	
	(Hicks & Monismith, 1971)	Intercepto	3,4383	0,000	0,9254
		log(θ /Pa)	0,4383	0,000	
	(Moossazadeh & Witczak, 1981)	Intercepto	3,6408	0,000	0,7543
		log(σ_d /Pa)	0,2698	0,000	
	(Witczak & Uzan, 1988)	Intercepto	3,4423	0,000	0,9247
		log(θ /Pa)	0,0067	0,748	
		log(σ_d /Pa)	0,4295	0,000	
	(Lytton et al., 1993)	Intercepto	3,4444	0,000	0,9247
		log(θ /Pa)	0,4295	0,000	
		log(τ_{oct} /Pa)	0,0067	0,748	
	(Pezo, 1993)	Intercepto	3,7129	0,000	0,9364
		log(σ_3 /Pa)	0,2748	0,000	
		log(σ_d /Pa)	0,1716	0,000	
	(NCHRP, 2004)	Intercepto	3,4386	0,000	0,9264
		log(θ /Pa)	0,4047	0,000	
		log((τ_{oct} /Pa)+1)	0,0662	0,151	
50%BG+50%RAP+AE	(Dunlap, 1963)	Intercepto	3,7662	0,000	0,7066
		log(σ_3 /Pa)	0,4791	0,000	
	(Hicks & Monismith, 1971)	Intercepto	3,4011	0,000	0,9453
		log(θ /Pa)	0,4858	0,000	
	(Moossazadeh & Witczak, 1981)	Intercepto	3,6242	0,000	0,8265
		log(σ_d /Pa)	0,3097	0,000	
	(Witczak & Uzan, 1988)	Intercepto	3,4379	0,000	0,9513
		log(θ /Pa)	0,0625	0,001	
		log(σ_d /Pa)	0,4032	0,000	
	(Lytton et al., 1993)	Intercepto	3,4583	0,000	0,9513
		log(θ /Pa)	0,4032	0,000	
		log(τ_{oct} /Pa)	0,0625	0,001	
	(Pezo, 1993)	Intercepto	3,6935	0,000	0,9664
		log(σ_3 /Pa)	0,2641	0,000	
		log(σ_d /Pa)	0,2152	0,000	
	(NCHRP, 2004)	Intercepto	3,4014	0,000	0,9475
		log(θ /Pa)	0,4391	0,000	
		log((τ_{oct} /Pa)+1)	0,0918	0,033	

El modelo de Pezo (1993) muestra un buen desempeño ya que los P value son cercanos a cero y menores al nivel de significancia $\alpha = 0,05$ lo cual indica que estadísticamente ninguno de los estimadores es igual a cero. El coeficiente de determinación R² ajustado es el más cercano a 1, es

decir, las variables independientes, esfuerzo de confinamiento y desviador, explican de manera adecuada la variable independiente, módulo resiliente. Sin embargo, en comparación con el modelo Hicks & Monismith (1971) que tuvo un desempeño similar en cuanto la inferencia y la bondad de ajuste, tiene un intercepto mayor, lo que significa que una parte más grande del modelo está siendo explicado por el intercepto y no con las variables explicativas. El modelo Lytton et al. (1993) y NCHRP (2004), tienen un comportamiento similar en cuanto el R^2 ajustado, sin embargo, el coeficiente de la variable explicativa esfuerzo cortante octaédrico estadísticamente es cero en el caso de mezcla 100%BG+EA, esto se podría deber a que esta mezcla tiene un comportamiento más granular por su menor cohesión y mayor ángulo de fricción interna, además de tener una granulometría más gruesa. Para suelos granulares de grano grueso, el efecto dominante es un aumento de la rigidez (endurecimiento) con el aumento del esfuerzo de confinamiento o el invariante de esfuerzos. Para suelos granulares y cohesivos de grano fino, por otro lado, se da una disminución de la rigidez (ablandamiento) al aumentar el esfuerzo desviador o el esfuerzo cortante, este es generalmente el efecto dominante (Dragos et al., 2004). Para ambas mezclas, el modelo sencillo de Hicks & Monismith (1971) explica adecuadamente el módulo resiliente con la variable explicativa invariante de esfuerzos solamente.

5.4 Desarrollo de modelo de módulo resiliente

5.4.1 Linealidad y selección variables

El invariante de esfuerzos, esfuerzo desviador, esfuerzo de confinamiento y el esfuerzo cortante octaédrico son variables que generalmente tienen un comportamiento no lineal. Para linealizar el modelo se hizo una transformación de variable de tipo logarítmica. El modelo propuesto tiene la siguiente forma (Ecuación 51):

$$y = \beta_0 \cdot x_1^{\beta_1} \dots \cdot x_n^{\beta_n} \quad (51)$$

Donde, y es la variable dependiente, x_i son las variables explicativas y β_i son los coeficientes de regresión. Aplicando la transformación de variable (log-log) el modelo lineal sería el que se muestra en la Ecuación 52.

$$\log y = \log \beta_0 + \beta_1 \log x_1 \dots + \beta_n \log x_n \quad (52)$$

El módulo resiliente (M_r) es la variable dependiente y las variables independientes que se analizaron fueron: esfuerzo de confinamiento (σ_3/Pa), esfuerzo desviador (σ_d/Pa), invariante de

esfuerzos (θ/Pa), esfuerzo cortante octaédrico ($\tau_{oct}/Pa+1$), relación de esfuerzos desviadores (DSR), la relación del contenido de humedad con respecto al contenido óptimo de humedad (MC/OMC), contenido de RAP ($\%RAP/100+1$), porcentaje de saturación ($\%Sat$), porcentaje de compactación ($\%Comp$), porcentaje pasando el tamiz de 3/4" (P3/4), porcentaje pasando el tamiz de 1/2" (P1/2), porcentaje pasando el tamiz de 3/8" (P3/8), porcentaje pasando el tamiz N°4 (P4), porcentaje pasando el tamiz N°200 (P200), ángulo de fricción interna (FI), cohesión (C), y porcentaje de cohesión retenida ($\%CR$). Las variables σ_3 , σ_d , θ , y τ_{oct} se normalizan dividiendo su valor entre la presión atmosférica a nivel del mar (Pa), 101,35 kPa, con esto las constantes de regresión son adimensionales e independientes del sistema de unidades que se utilice. A las variables τ_{oct}/Pa y $\%RAP/100$ se les suma 1 para evitar que las variables se indeterminen en el caso de valores menores a cero, por las características de la función logaritmo.

5.4.2 Correlación lineal entre variables

Para seleccionar las variables explicativas que se utilizarían en el análisis de regresión es indispensable eliminar la multicolinealidad entre variables explicativas. Para ello se calcularon los coeficientes de correlación Pearson (Tabla 20). Un coeficiente de correlación Pearson mayor a 0,70 se considera como una correlación significativa entre variables (Holicky, 2013). El análisis de correlación se hizo con las variables transformadas. Las variables explicativas σ_3 , σ_d , θ , τ_{oct} y DSR están correlacionadas entre sí, lo cual era esperable, puesto que el invariante de esfuerzos es la sumatoria de los esfuerzos principales, el esfuerzo cortante octaédrico es una fracción del esfuerzo desviador y la relación de esfuerzos desviadores es función del esfuerzo desviador. Las variables MC/OMC y $\%Sat$ están correlacionadas puesto que el porcentaje de saturación depende del contenido de humedad. Las variables $\%Comp$, FI, C, $\%CR$, $\%RAP/100+1$, P3/4, P1/2, P3/8, P4 y P200 están correlacionadas entre sí. El porcentaje de compactación es una variable que típicamente influye en las propiedades mecánicas de la mezcla, en general, la rigidez de la mezcla depende de la densidad que se alcance (Hicks & Monismith, 1971), esto explica la correlación entre las variables de resistencia al corte y el porcentaje de compactación. Las variables granulométricas consideradas están correlacionadas con las variables de FI, C y $\%CR$ debido a que la resistencia al corte varía en función de que tan bien graduados estén los agregados y el tamaño máximo del agregado (Rondón & Reyes, 2009). El porcentaje de RAP se correlaciona con las variables granulométricas ya que su variación va a incidir directamente sobre la graduación del material combinado.

Tabla 20*Coefficientes de correlación Pearson entre variables de modelo de módulo resiliente*

	Mr/Pa	σ_3 /Pa	σ_d /Pa	Toct/Pa+1	Θ /Pa	DSR	MC/OMC	%Sat	%Comp	FI	C	%CR	%RAP/100+1	P3/4	P1/2	P3/8	P4	P200
Mr/Pa	1																	
σ_3/Pa	0,86	1																
σ_d/Pa	0,85	0,60	1															
Toct/Pa+1	0,84	0,57	0,95	1														
Θ/Pa	0,95	0,88	0,90	0,87	1													
DSR	0,80	0,52	0,99	0,94	0,85	1												
MC/OMC	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	1											
%Sat	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,94	1										
%Comp	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,05	-0,36	-0,36	1									
FI	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,06	-0,22	-0,40	0,85	1								
C	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,22	0,40	-0,85	-1	1							
%CR	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,06	-0,22	-0,40	0,85	1	-1	1						
%RAP/100+1	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,22	0,40	-0,85	-1	1	-1	1					
P3/4	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,22	0,40	-0,85	-1	1	-1	1	1				
P1/2	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,22	0,40	-0,85	-1	1	-1	1	1	1			
P3/8	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,22	0,40	-0,85	-1	1	-1	1	1	1	1		
P4	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,22	0,40	-0,85	-1	1	-1	1	1	1	1	1	
P200	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,06	-0,22	-0,40	0,85	1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	1

De acuerdo con el análisis que se hizo del modelo de módulo resiliente más adecuado para cada mezcla (Tabla 19) y el análisis de correlación (Tabla 20), se seleccionaron para generar el modelo de módulo resiliente las variables: θ/Pa , MC/OMC, y C. Se prefirió la variable MC/OMC sobre %Sat ya que su determinación en el laboratorio es más sencilla.

5.4.3 Generación del modelo

Se realizan dos modelos de regresión lineal múltiple con el Método de Mínimos Cuadrados Ordinarios (OLS, por sus siglas en inglés). En la Tablas 21 y 22 se presenta un resumen con los resultados obtenidos mediante el software estadístico JMP Pro16. Para el análisis se utilizó un nivel de significancia $\alpha = 0,05$.

Tabla 21

Resumen de resultados OLS modelo 1 de módulo resiliente

Resumen de ajuste	
R cuadrado	0,910548
R cuadrado ajustado	0,909795
Raíz del error cuadrático medio	0,048904
Media de respuesta	3,650712
Observaciones (o suma de pesos)	360

Análisis de varianza

Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Media de los cuadrados	Razón F
Modelo	3	8,6666888	2,88890	1207,935
Error	356	0,8514092	0,00239	Prob > F
C. Total	359	9,5180979		<,0001*

Estimaciones de los parámetros

Término	Estimación	Error estándar	Razón t	Prob > t 	Extremo inferior del IC al 95%	Extremo superior del IC al 95%
Constante del modelo	2,8802549	0,212159	13,58	<,0001*	2,4630118	3,297498
Log (θ/Pa)	0,4640452	0,007723	60,08	<,0001*	0,4488561	0,4792343
Log (CH/OMC)	-0,248624	0,07327	-3,39	0,0008*	-0,39272	-0,104527
Log (C)	0,1963726	0,085226	2,30	0,0218*	0,0287628	0,3639824

Tabla 22*Resumen de resultados OLS modelo 2 de módulo resiliente*

Resumen del ajuste				
R cuadrado		0,909214		
R cuadrado ajustado		0,908706		
Raíz del error cuadrático medio		0,049198		
Media de respuesta		3,650712		
Observaciones (o suma de pesos)		360		

Análisis de varianza				
Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Media de los cuadrados	Razón F
Modelo	2	8,6539917	4,32700	1787,671
Error	357	0,8641063	0,00242	Prob > F
C, Total	359	9,5180979		<,0001*

Estimaciones de los parámetros

Término	Estimación	Error estándar	Razón t	Prob > t 	Extremo inferior del IC al 95%	Extremo superior del IC al 95%
Constante del modelo	3,368226	0,012752	264,14	<,0001*	3,3431478	3,3933043
Log (θ /Pa)	0,4640343	0,00777	59,72	<,0001*	0,448754	0,4793147
Log (CH/OMC)	-0,210686	0,071826	-2,93	0,0036*	-0,35194	-0,069431

5.4.4 Análisis de estimadores

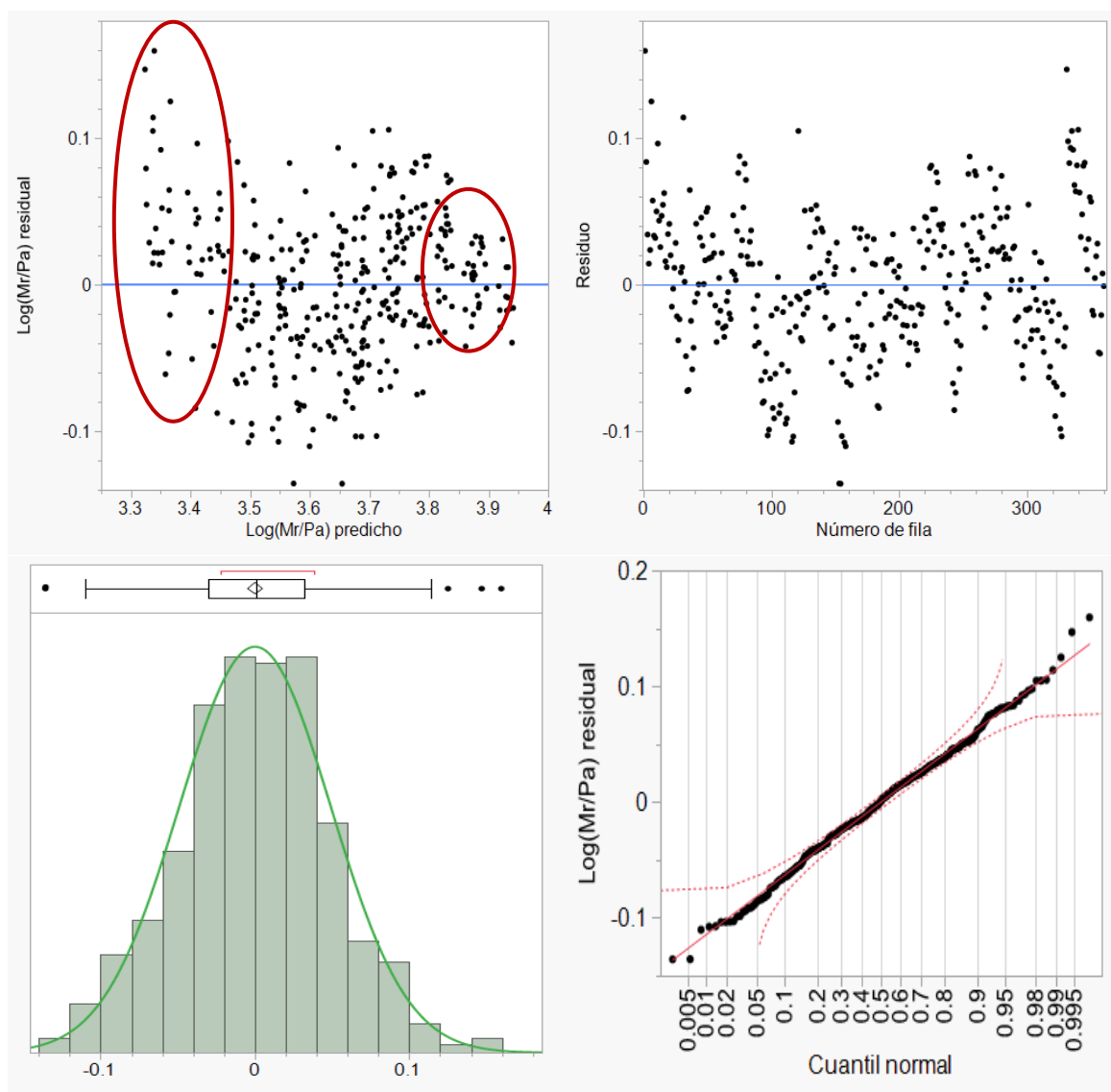
Para el Modelo 1 (Tabla 21) se observa que la variable C presenta un p-value de 0,0218, tomando como referencia un nivel de significancia $\alpha = 0,05$, este estimador no sería igual cero, sin embargo, si se toma un nivel de significancia $\alpha = 0,01$, ya este estimador sería estadísticamente considerado como cero y no aportaría al modelo. Con este resultado se descarta el modelo 1.

Para el modelo 2 (Tabla 22), el intercepto tiene un coeficiente de regresión mayor que el de las variables explicativas, lo cual implica que una porción importante del modelo está siendo explicado por el intercepto, y que el modelo podría mejorar incorporando otras variables explicativas. El invariante de esfuerzos tiene un coeficiente positivo, lo cual es esperable, ya que, en los materiales de granulares de grano grueso, el módulo resiliente aumenta conforme aumenta el invariante de esfuerzos (endurecimiento). El coeficiente regresión de la relación MC/OMC tiene signo negativo, este comportamiento es razonable, ya que se espera que el módulo resiliente disminuya conforme aumenta el contenido de humedad. Los p-value menores al nivel de significancia $\alpha = 0,05$ indican que estadísticamente ninguno de los estimadores considerados en el modelo es igual a cero. Se

rechaza la hipótesis nula H_0 de que todos los coeficientes de regresión del modelo son iguales a cero, ya que, en el análisis de varianza el p-value es menor a nivel de significancia $\alpha = 0,05$.

5.4.5 Análisis de residuales

Para cumplir con los supuestos de los OLS se verificó que los residuos no estuvieran correlacionados entre sí, se distribuyeran normalmente, y tuvieran una varianza constante (homocedasticidad). En la Figura 32, se muestra el gráfico de residuos vs los valores predichos, se puede advertir que los residuos se disponen de forma aleatoria a ambos lados del cero en casi todo el rango de datos, sin patrones visiblemente definidos, excepto para los valores más altos (círculo rojo), por lo tanto, no se estaría cumpliendo con el supuesto de homocedasticidad. También en la Figura 32 se muestra la variación de los residuos con el orden de los datos o el número de fila, en este caso, no hay tendencias o patrones claramente definidos, esto indica que se cumple con el supuesto de independencia entre residuos (Montgomery & Runger, 2003). Para verificar que los residuos están distribuidos normalmente, se evaluó el histograma de frecuencias y el gráfico de normalidad de los residuales. En la Figura 32 se observa que en el histograma de frecuencia los residuales tienden a seguir una distribución normal por la forma simétrica de campana de Gauss. En el gráfico de normalidad se advierte que los residuos están distribuidos normalmente puesto que prácticamente todos los puntos caen sobre la línea recta.

Figura 32*Análisis de residuales del modelo de módulo resiliente*

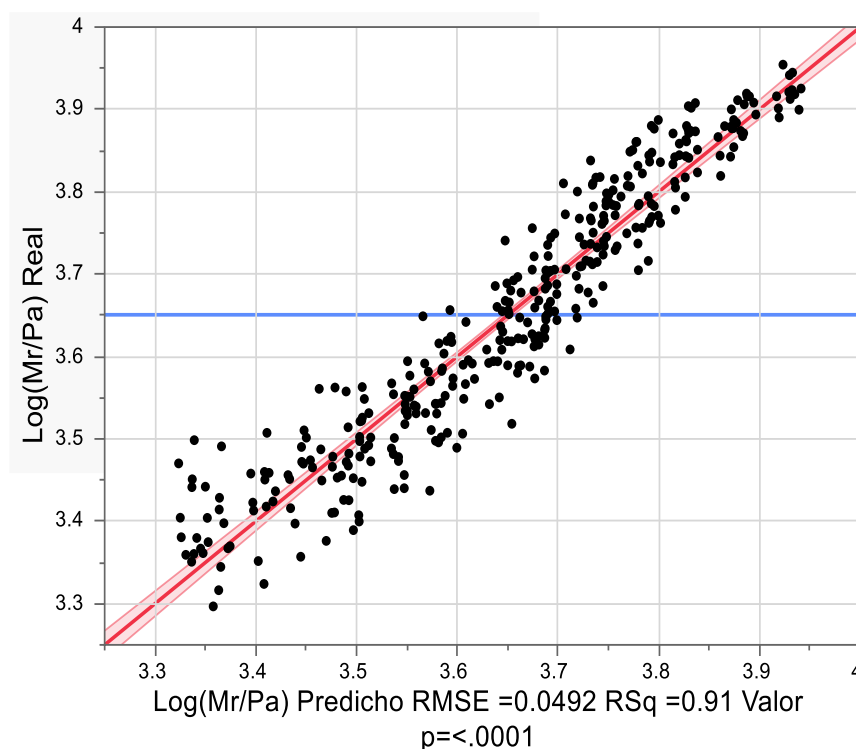
5.4.6 Análisis de bondad de ajuste

El modelo propuesto explica un alto porcentaje de la variación de la variable respuesta módulo resiliente. Ya que el coeficiente de R^2 es muy cercano 1 (Tabla 22). Considerando que el R^2 podría sobrestimar el poder predictivo del modelo se prefiere el R^2 ajustado, el cual también es muy cercano a 1. En la Figura 33 se presenta la variación de los módulos resilientes predichos con respecto a los reales, se puede observar que la mayoría de los puntos tienden a pasar sobre la línea a 45°, lo

cual implica que el modelo propuesto es efectivo prediciendo la variable respuesta y no presenta un sesgo; el modelo propuesto se ajusta adecuadamente a los datos experimentales.

Figura 33

Módulo resiliente predicho vs real



5.4.7 Corrección por heterocedasticidad

Al no cumplir con el supuesto de homocedasticidad, se realiza el Método de Mínimos Cuadrados Generalizados (GLS, por sus siglas en inglés) ya que, si bien los estimadores de OLS siguen siendo no sesgados y consistentes, los estadísticos empleados en las pruebas de hipótesis bajo los supuestos de Gauss-Markov ya no son válidos en presencia de heterocedasticidad (Tabla 22). Con el método de GLS se obtienen errores estándar y estadísticos t, F y ML robustos (Wooldridge, 2010). Al aplicar el ajuste por heterocedasticidad, los errores estándar robustos aplicando GLS son siempre mayores que los errores estándar generados con OLS (Tabla 22 y 23). Con la corrección por heterocedasticidad se mantuvieron las conclusiones que se obtuvieron con los OLS. Los p-value menores al nivel de significancia $\alpha = 0,05$ indican que hay suficiente evidencia estadística para

rechazar la hipótesis nula de que alguno de los estimadores β considerados en el modelo sea igual cero.

Tabla 23

Resumen de resultados GLS modelo de módulo resiliente

Estimaciones de parámetros para predictores originales						
Término	Estimación	Error estándar	Chi cuadrado de Wald	Prob > Chi cuadrado	Extremo inferior del IC al 95%	Extremo superior del IC al 95%
Constante del modelo	3,368226	0,0138056	59524,254	<,0001*	3,3411676	3,3952844
Log (θ /Pa)	0,4640343	0,0080551	3318,5887	<,0001*	0,4482465	0,4798221
Log (CH/OMC)	-0,210686	0,069873	9,0918589	0,0026*	-0,347634	-0,073737

5.4.8 Modelo de módulo resiliente propuesto

Con base a los datos y variables analizadas se determina que las variables más significativas estadísticamente y que mejor describen el modelo general de módulo resiliente (Mr) para los materiales estabilizados con asfalto analizados son: el invariante de esfuerzos (θ) y la relación MC/OMC. La Ecuación 53 sería el modelo propuesto para estimar el módulo resiliente.

$$Mr = 10^{3,368226} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,464034} \cdot \left(\frac{MC}{OMC}\right)^{-0,210686} \quad (53)$$

El modelo se puede aplicar en el rango de variables presentado en la Tabla 24:

Tabla 24

Rango de aplicación del modelo de Mr

Variable	Rango
Invariante de esfuerzos (θ)	73 kPa – 1380 kPa
Relación de humedad (MC/OMC)	0,599 – 0,782
Ángulo de fricción interna (FI)	45 ° – 52 °
Cohesión (C)	264 kPa – 305 kPa

CAPITULO 6. DESARROLLO DE MODELO DE DEFORMACIÓN PERMANENTE

6.1 Propiedades de los especímenes de ensayo

En la Tabla 25 se muestra el resumen de las características de los especímenes de ensayo. El porcentaje de compactación fue superior al 100% para casi todos los especímenes de ensayo, cumpliendo con un porcentaje de compactación entre 98 % y 102 % según lo recomendado por Wirtgen (2012). De acuerdo con las condiciones de curado, el porcentaje del OMC estuvo en un rango de 63,6 % a 78,8 % y el porcentaje de saturación entre 62,2 % y 84,3 %.

Tabla 25

Características de los especímenes de ensayo de DP

Mezcla	Espécimen	Densidad bruta (kg/m ³)	Compact. (%)	Humedad equilibrio (%)	Humedad falla (%)	Porcentaje del OMC (%)	Saturación (%)
100%BG +EA	1	2298	101,7	5,0	4,9	72,4	77,3
	2	2282	101,0	5,3	5,2	76,3	78,6
	3	2285	101,2	4,8	4,6	69,0	70,1
	4	2297	101,7	5,1	4,9	73,5	78,0
	5	2291	101,4	4,9	4,7	71,0	73,9
	6	2283	101,1	5,1	5,0	74,0	75,7
	7	2278	100,8	5,2	5,0	74,6	74,6
	8	2268	100,4	5,2	5,0	75,1	72,6
	9	2265	100,3	4,4	4,3	63,6	62,2
	10	2286	101,2	4,9	4,7	71,0	72,2
	11	2291	101,4	4,8	4,7	70,1	73,3
50%BG+ 50%RAP +AE	12	2126	100,5	5,4	5,2	65,2	71,0
	13	2130	100,7	5,7	5,5	68,9	76,2
	14	2138	101,0	5,8	5,6	69,4	79,1
	15	2111	99,7	6,2	6,1	75,0	78,6
	16	2143	101,2	6,1	5,8	72,8	83,6
	17	2135	100,9	5,7	5,4	68,0	76,0
	18	2144	101,3	6,0	5,8	72,1	83,7
	19	2121	100,2	6,4	6,2	76,6	83,5
	20	2116	100,0	6,6	6,4	78,8	84,3
	21	2136	100,9	5,5	5,3	66,0	74,7
	22	2114	99,9	5,9	5,7	70,4	75,1

6.2 Resultados del ensayo de deformación permanente

En la Figura 34 se muestra la deformación vertical permanente acumulada con respecto al número de ciclos de carga y en la Figura 35 la tasa de deformación vertical permanente versus la deformación vertical permanente. Las tablas de datos se muestran en el Apéndice B.

Figura 34

Resultados del ensayo de deformación permanente

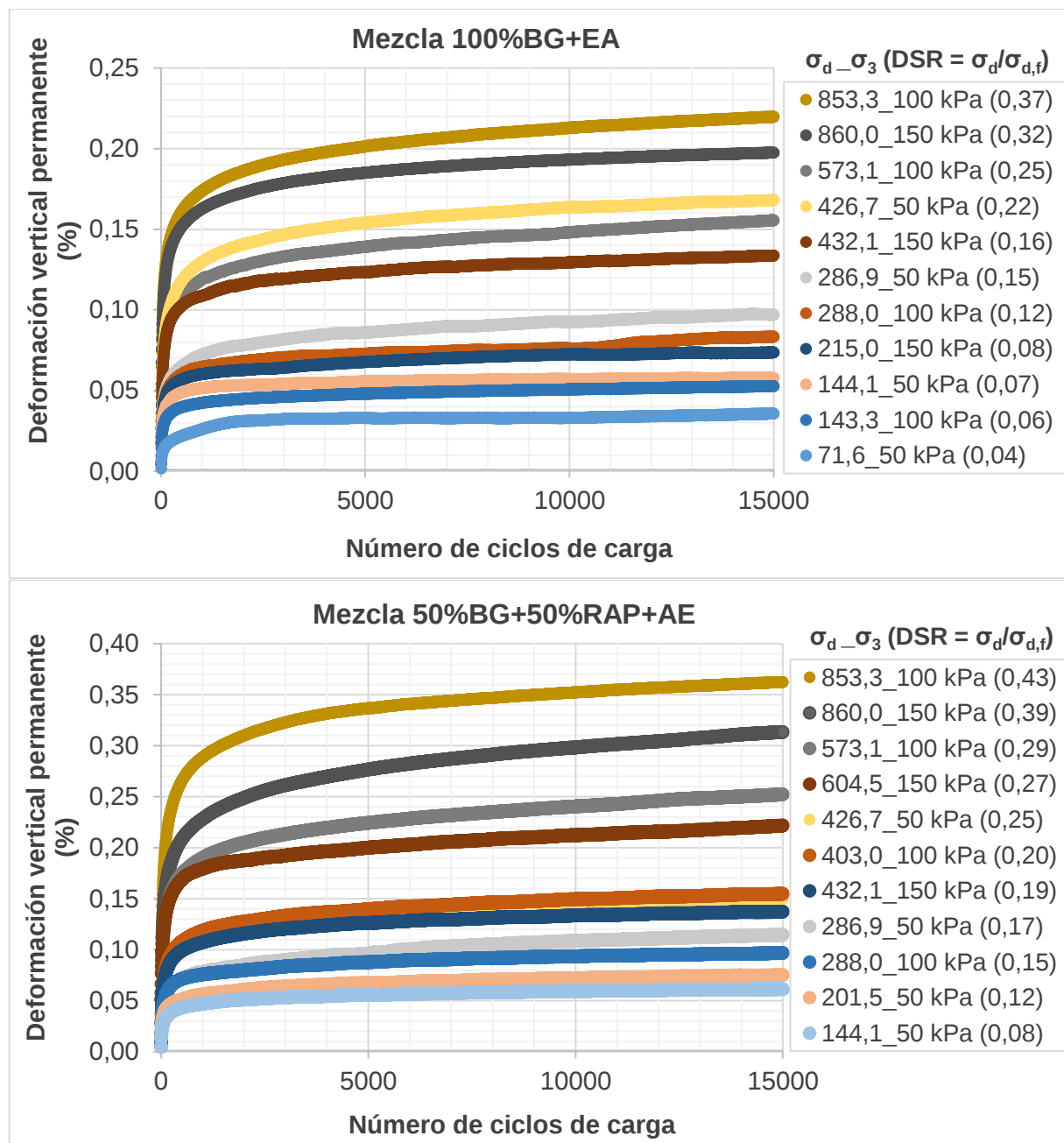
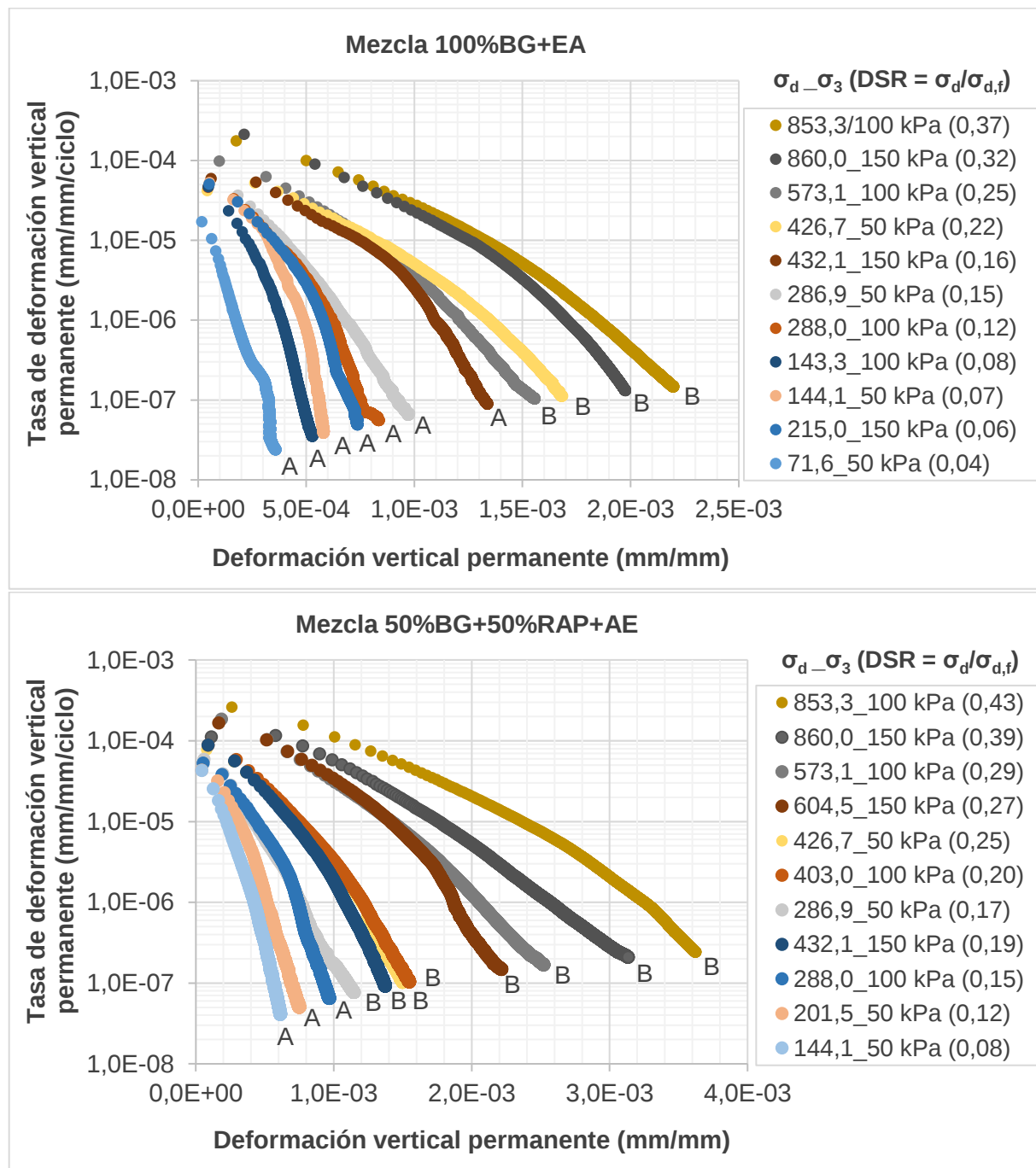


Figura 35

Tasa de deformación permanente acumulada versus la deformación permanente acumulada



De acuerdo con la Figura 34, se da un aumento en la deformación permanente acumulada conforme aumenta la relación de esfuerzos desviadores (DSR) o el nivel de esfuerzos. Para valores

de DSR hasta 0,16, en el caso de la mezcla 100%BG+EA, se muestra una respuesta plástica para un número finito de aplicaciones de carga, pero después de completar el período de poscompactación, la respuesta tienden a ser elástica (resiliente) y la acumulación de deformación permanente se estabiliza, dejando de mostrar un incremento. Para la mezcla 50%BG+50%RAP+AE sucede lo mismo pero hasta un DSR de 0,15. Para estos valores de DSR, en la Figura 35 las tasas de deformación vertical permanente van tendiendo a ser más paralelas al eje vertical conforme disminuye la tasa de deformación permanente a valores por debajo de 1×10^{-7} . Sobre la base de las deformaciones permanentes a 3000 y 5000 ciclos de carga y mediante los criterios de la Ecuación 10 se determina de forma cuantitativa en qué límite de Shakedown se clasifica la evolución de la deformación permanente mostrada (Tabla 26). Se establece que el comportamiento a estos niveles de DSR concuerda con el Rango A, Shakedown Plástico, según la “*Teoría de Shakedown*” (Werkmeister, 2003). En un pavimento, si el material presenta esta condición, alcanza un equilibrio estable después de la poscompactación, por lo que el nivel A es que se debería permitir en el pavimento, teniendo en cuenta que la deformación permanente acumulada sea lo suficientemente pequeña para evitar problemas en la serviciabilidad de la estructura.

Después de los valores de DSR en el Rango A, se muestra una respuesta plástica, en la cual la acumulación de deformación permanente continúa con la aplicación de carga (Figura 34). Para estos valores de DSR, en la Figura 35, las tasas de deformación vertical permanente no tienden a ser paralelas al eje vertical y disminuyen lentamente a tasas de deformación ligeramente por arriba de 1×10^{-7} , no obstante, no se llega a un valor constante que pudiera indicar el fin de la poscompactación, probablemente por la falta de más ciclos de carga que permitan observar esta tendencia. De igual forma, con la Ecuación 10 se determina en qué límite de Shakedown se clasifica la evolución de la deformación permanente mostrada para estos niveles de esfuerzo (Tabla 26). Este comportamiento concuerda con el Rango B, Creep Plástico. En un pavimento, si el material muestra esta condición, si bien no se llega a un equilibrio después de la postcompactación, el nivel B se podría permitir hasta un número determinado de repeticiones de carga que no se exceda la deformación permanente acumulada máxima permitida, que afecte la serviciabilidad de la estructura de pavimento.

Para el número de aplicaciones de carga y niveles de esfuerzo considerados no se dio un comportamiento en el Rango C, Colapso Incremental. Posiblemente, debido a que los niveles de carga aplicados fueron conservadores, al no estar cercanos a la carga de falla monotónica. Se tuvo la previsión de que el DSR no excediera un valor 0,45, el cual define el límite entre una tasa estable de

deformación permanente bajo carga repetida y una tasa acelerada que derive en el colapso incremental del material (Jenkins, Long, & Ebels, 2007).

Tabla 26

Resumen de resultados ensayo de deformación permanente

Mezcla	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Relación de esfuerzos	q/p	$\varepsilon_p 3000$ (%)	$\varepsilon_p 5000$ (%)	$\varepsilon_p 15000$ (%)	Rango
			$\sigma_d/\sigma_{d,f}$					
100%BG+EA	50	71,6	0,04	1,0	0,0324	0,0330	0,0359	A
	100	143,3	0,06	1,0	0,0462	0,0481	0,0529	A
	150	215,0	0,08	1,0	0,0642	0,0678	0,0738	A
	50	144,1	0,07	1,5	0,0543	0,0559	0,0583	A
	100	288,0	0,12	1,5	0,0706	0,0729	0,0837	A
	150	432,1	0,16	1,5	0,1196	0,1235	0,1338	A
	50	286,9	0,15	2,0	0,0819	0,0862	0,0977	A
	100	573,1	0,25	2,0	0,1331	0,1392	0,1558	B
	150	860,0	0,32	2,0	0,1787	0,1852	0,1976	B
	50	426,7	0,22	2,2	0,1468	0,1542	0,1685	B
	100	853,3	0,37	2,2	0,1930	0,2015	0,2199	B
50%BG+ 50%RAP+AE	50	144,1	0,08	1,5	0,0534	0,0557	0,0613	A
	100	288,0	0,15	1,5	0,0835	0,0877	0,0969	A
	150	432,1	0,19	1,5	0,1206	0,1261	0,1374	B
	50	201,5	0,12	1,7	0,0637	0,0671	0,0752	A
	100	403,0	0,20	1,7	0,1331	0,1397	0,1549	B
	150	604,5	0,27	1,7	0,1924	0,2000	0,2218	B
	50	286,9	0,17	2,0	0,0897	0,0960	0,1148	B
	100	573,2	0,29	2,0	0,2133	0,2243	0,2523	B
	150	860,0	0,39	2,0	0,2614	0,2767	0,3134	B
	50	426,7	0,25	2,2	0,1278	0,1344	0,1500	B
	100	853,3	0,43	2,2	0,3228	0,3367	0,3623	B

La mezcla 50%BG+50%RAP+AE presentó una mayor deformación permanente acumulada al mayor nivel de esfuerzos (Tabla 26). Unos de los factores que incide en la deformación permanente, de los materiales para pavimentos, es la granulometría, la mezcla 50%BG+50%RAP+AE tiene una graduación más fina (Figura 22) debido al aporte de RAP, y al ser más fina puede desarrollar mayor deformación permanente (Rondón & Reyes, 2009). Esto está relacionado con la menor fricción entre partículas que desarrollan los agregados más finos. La mezcla 50%BG+50%RAP+AE tiene un menor ángulo de fricción interna (Tabla 15), significando un menor entrabamiento entre agregados, lo cual disminuye la resistencia a la deformación permanente. Se demostró, mediante ensayos de laboratorio,

que el asfalto en el RAP analizado no aporta cohesión a la mezcla por el alto nivel de envejecimiento que presenta, por lo tanto, su influencia en una mayor deformación permanente debería ser mínima.

6.3 Desarrollo de modelo de deformación permanente

6.3.1 Linealidad y selección de variables

El esfuerzo desviador, esfuerzo de confinamiento y el número de ciclos de carga son variables que generalmente tienen un comportamiento no lineal. Para linealizar el modelo se realizó una transformación de variable de tipo logarítmica de acuerdo a la Ecuación 20 y 21.

La deformación vertical permanente acumulada (ϵ_p) es la variable dependiente y las variables independientes que se analizaron fueron: esfuerzo de confinamiento (σ_3 /Pa), esfuerzo desviador (σ_d /Pa), relación de esfuerzos desviadores (DSR), número de ciclo de carga (N), la relación del contenido de humedad con respecto al contenido óptimo de humedad (MC/OMC), contenido de RAP ($\%RAP/100+1$), porcentaje de saturación (%Sat), porcentaje de compactación (%Comp), resistencia a tensión indirecta secas (ITS_{seca}), resistencia a tensión indirecta húmeda ($ITS_{húmeda}$), porcentaje de resistencia retenida a tensión indirecta (%TSR), porcentaje pasando el tamiz de 3/4" (P3/4), porcentaje pasando el tamiz de 1/2" (P1/2), porcentaje pasando el tamiz de 3/8" (P3/8), porcentaje pasando el tamiz N°4 (P4), porcentaje pasando el tamiz N°200 (P200), ángulo de fricción interna (FI), cohesión (C), y porcentaje de cohesión retenida (%CR). Las variables σ_3 y σ_d , se normalizaron dividiendo su valor entre la presión atmosférica a nivel del mar (Pa), 101,35 kPa, con esto las constantes de regresión son adimensionales e independientes del sistema de unidades que se utilice. La variable $\%RAP/100$ se le sumó 1 para evitar su indeterminación en el caso de valores menores a cero, por las características de la función logaritmo.

6.3.2 Correlación lineal entre variables

Se calculan los coeficientes de correlación Pearson para evaluar multicolinealidad entre variables explicativas (Tabla 27). El análisis de correlación se hizo con las variables transformadas. Igual que con el modelo de módulo resiliente se considera que dos variables están correlacionadas si el coeficiente de correlación Pearson es igual o mayor a 0,70 (Holicky, 2013).

Tabla 27*Coefficientes de correlación Pearson entre variables*

	εp	$\sigma d/Pa$	$\sigma 3/Pa$	DSR	N	MC/OMC	%Comp	FI	C	%CR	%RAP/100+1	P200	P4	P3/8	P3/4	P1/2
εp	1															
$\sigma d/Pa$	0,96	1														
$\sigma 3/Pa$	0,48	0,53	1													
DSR	0,95	0,97	0,36	1												
N	0,17	0,03	0,11	-0,01	1											
MC/OMC	-0,04	-0,12	-0,11	-0,09	-0,13	1										
%Comp	-0,42	-0,44	-0,18	-0,48	-0,02	-0,05	1									
FI	-0,16	-0,16	0,07	-0,31	0,10	0,01	0,44	1								
C	0,16	0,16	-0,07	0,31	-0,10	-0,01	-0,44	-1	1							
%CR	-0,16	-0,16	0,07	-0,31	0,10	0,01	0,44	1	-1	1						
%RAP/100+1	0,16	0,16	-0,07	0,31	-0,10	-0,01	-0,44	-1	1	-1	1					
P200	-0,16	-0,16	0,07	-0,31	0,10	0,01	0,44	1	-1	1	-1	1				
P4	0,16	0,16	-0,07	0,31	-0,10	-0,01	-0,44	-1	1	-1	1	-1	1			
P3/8	0,16	0,16	-0,07	0,31	-0,10	-0,01	-0,44	-1	1	-1	1	-1	1	1		
P3/4	0,16	0,16	-0,07	0,31	-0,10	-0,01	-0,44	-1	1	-1	1	-1	1	1	1	
P1/2	0,16	0,16	-0,07	0,31	-0,10	-0,01	-0,44	-1	1	-1	1	-1	1	1	1	1

Las variables explicativas σ_d y DSR están correlacionadas, ya que la relación de esfuerzos desviadores depende del esfuerzo desviador. Las variables FI, C, %CR, %RAP/100+1, P3/4, P1/2, P3/8, P4 y P200 presentan un grado de correlación importante. Las variables de resistencia al corte (deformación permanente) son dependientes de que tan bien estén graduados los agregados y el tamaño máximo (Rondón & Reyes, 2009). La variación del porcentaje de RAP afecta directamente la graduación del material. El coeficiente de correlación de las variables FI, C, %CR y σ_3 indica que no están correlacionadas con la variable DSR, sin embargo, de acuerdo con las ecuaciones 11 y 12, el DSR es función de σ_d , $\sigma_{d,f}$, σ_3 , FI y C. De acuerdo con el análisis de correlación, se seleccionaron para generar el modelo de deformación permanente las variables: σ_d , σ_3 , DSR, N y MC/OMC.

6.3.3 Generación del modelo

Se generaron dos modelos de regresión lineal múltiple con el Método de Mínimos Cuadrados Ordinarios (OLS, por sus siglas en inglés). En la Tablas 28 y 29 se presenta un resumen de los resultados obtenidos mediante el software estadístico JMP Pro16. Para el análisis se utilizó un nivel de significancia $\alpha = 0,05$.

Tabla 28

Resumen de resultados OLS modelo 1 de DP

Resumen del ajuste						
R cuadrado		0,955643				
R cuadrado ajustado		0,955641				
Raíz del error cuadrático medio		0,051673				
Media de respuesta		-0,90077				
Observaciones (o suma de pesos)		84999				
Análisis de varianza						
Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Media de los cuadrados	Razón F		
Modelo	4	4889,3490	1222,34	457787,2		
Error	84994	226,9424	0,00267	Prob > F		
C, Total	84998	5116,2914		<,0001*		
Estimaciones de los parámetros						
Término	Estimación	Error estándar	Razón t	Prob > t	Extremo inferior del IC al 95%	Extremo superior del IC al 95%
Constante del modelo	-1,6089842	0,00195	-825,1	<,0001*	-1,612806	-1,605162
Log (σd/Pa)	0,86858515	0,000743	1168,3	<,0001*	0,8671279	0,8700424
Log (σ3/Pa)	-0,0809329	0,001077	-75,17	<,0001*	-0,083043	-0,078823
Log (N)	0,09416155	0,000438	215,16	<,0001*	0,0933038	0,0950193
Log (MC/OMC)	0,90206467	0,007476	120,67	<,0001*	0,8874124	0,916717

Tabla 29*Resumen de resultados OLS modelo 2 de DP*

Resumen de ajuste						
R cuadrado	0,932697					
R cuadrado ajustado	0,932695					
Raíz del error cuadrático medio	0,06365					
Media de respuesta	-0,90077					
Observaciones (o suma de pesos)	84999					
Análisis de varianza						
Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Media de los cuadrados	Razón F		
Modelo	3	4771,9500	1590,65	392625,7		
Error	84995	344,3414	0,004051	Prob > F		
C, Total	84998	5116,2914		<,0001*		
Estimaciones de parámetros						
Término	Estimación	Error estándar	Razón t	Prob > t	Extremo inferior del IC al 95%	Extremo superior del IC al 95%
Constante del modelo	-0,550409	0,002411	-228,3	<,0001*	-0,555134	-0,545683
Log (DSR)	0,8712015	0,000815	1068,9	<,0001*	0,869604	0,8727989
Log (N)	0,1101008	0,000536	205,53	<,0001*	0,1090509	0,1111508
Log (MC/OMC)	0,6652754	0,009178	72,49	<,0001*	0,6472873	0,6832635

6.3.4 Análisis de estimadores

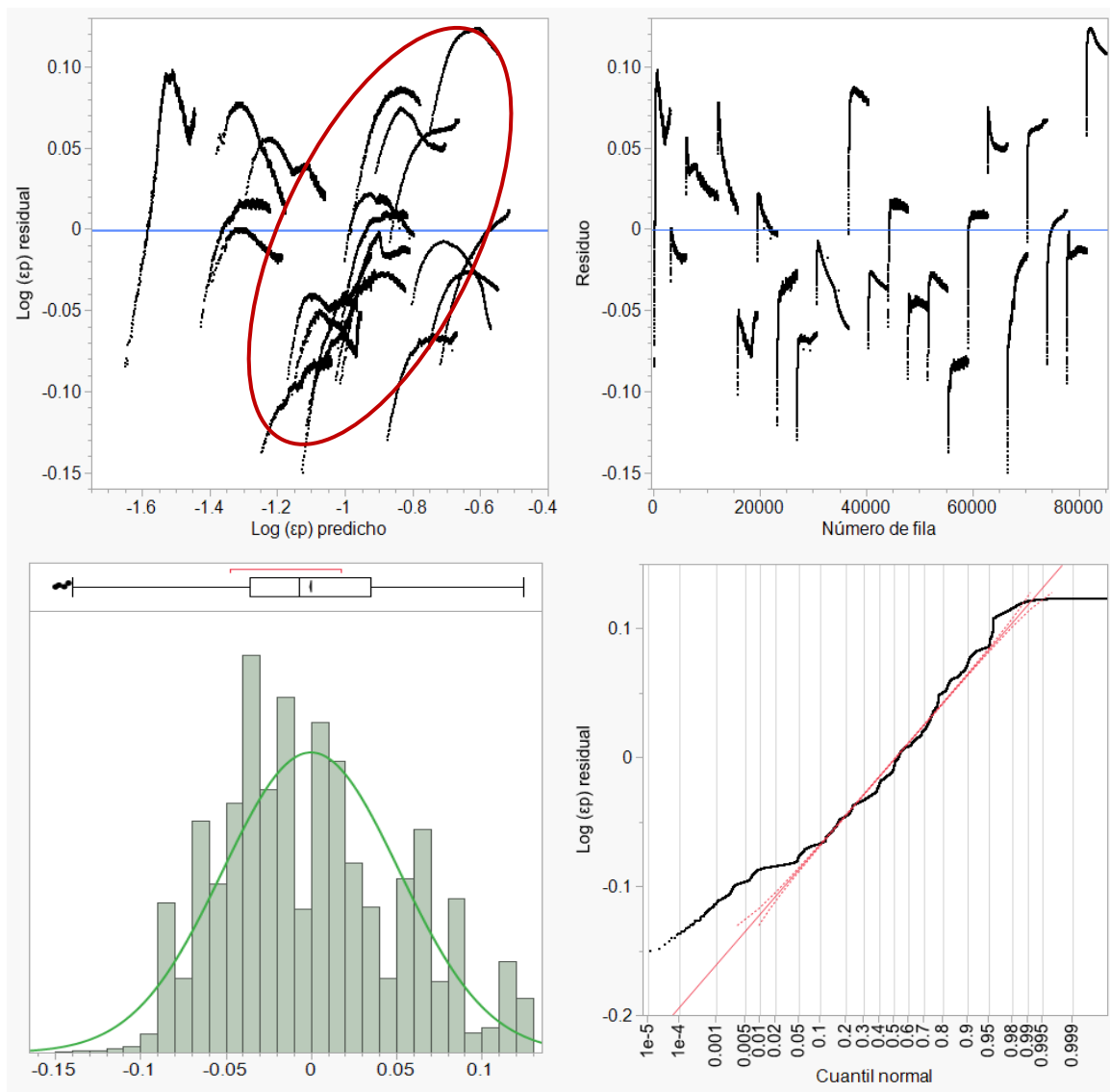
El modelo 1 tiene un intercepto que tiene un coeficiente de regresión bajo, esto sugiere que las variables independientes consideradas están explicando una parte importante del modelo (Tabla 28). Las variables explicativas σ_d/Pa y σ_3/Pa tienen un coeficiente de regresión con signo positivo y negativo respectivamente, este comportamiento es el esperable, pues conforme aumenta el esfuerzo desviador y disminuye el esfuerzo de confinamiento, mayor será la deformación permanente (Barksdale, 1972). El coeficiente de regresión de N tiene signo positivo, esto es congruente, ya que se espera que a medida que aumentan los ciclos de carga, la deformación permanente acumulada irá incrementando (Barksdale & Hicks, 1973). El coeficiente de regresión de la relación MC/OMC tiene signo positivo, este resultado razonable, ya que se espera que la deformación permanente aumente conforme el contenido de humedad (Lekarp, 1999). Los p-value menores al nivel de significancia $\alpha = 0,05$ indican que estadísticamente ninguno de los estimadores considerados en el modelo 1 es igual a cero. Se rechaza la hipótesis nula H_0 de que todos los coeficientes de regresión del modelo son iguales a cero, ya que, en el análisis de varianza el p-value es menor a nivel de significancia $\alpha = 0,05$.

En la Tabla 29 se muestra que la constante del modelo 2 es mayor que la constante del modelo 1, siendo una parte más grande de la variación de los resultados explicada por la constante del modelo. EL DSR, de igual forma que el σ_d/P_a , tiene un coeficiente positivo, la deformación permanente aumenta con el valor de DSR (Ebels, 2008; Jenkins, 2019). Las variables N y MC/OMC tiene los mismos signos y por lo tanto la misma tendencia que en el modelo 1. Los p-value menores al nivel de significancia $\alpha = 0,05$ indican que estadísticamente ninguno de los estimadores considerados en el modelo 2 es igual a cero. Se rechaza la hipótesis nula H_0 de que todos los coeficientes de regresión del modelo son iguales a cero, ya que, en el análisis de varianza el p-value es menor a $\alpha = 0,05$.

Se selecciona el modelo 1, pues tiene una mejor bondad de ajuste, la constante del modelo y los errores estándar son menores (estimación más precisa de los coeficientes de regresión).

6.3.5 Análisis de residuales

Se hizo una revisión para comprobar que los residuales estuvieran cumpliendo con los supuestos los OLS: residuos no correlacionados entre sí, distribuidos normalmente y con varianza constante (homocedasticidad). En la Figura 36 se muestra el comportamiento de los residuales. El gráfico de residuos vs los valores predichos muestra que los residuos no se disponen de forma aleatoria a ambos lados del cero, incumpliendo con el supuesto de homocedasticidad. La variación de los residuos con el orden de los datos o el número de fila evidencia que no hay tendencias o patrones claramente definidos, por lo tanto, se cumple con el supuesto de independencia entre residuos (no correlación) (Montgomery & Runger, 2003). La distribución normal de los residuos se evaluó mediante el histograma de frecuencias y el gráfico de normalidad, se puede apreciar en el histograma de frecuencias que los residuales no tienden a seguir del todo una distribución normal por la forma asimétrica de la campana de Gauss. En el gráfico de normalidad también se advierte que los residuos no están distribuidos normalmente puesto que no todos los puntos caen sobre la línea recta. El incumplimiento de la normalidad de los residuos no implica que los estimadores de OLS no sean insesgados (consistentes) y de varianza mínima (eficientes). Las pruebas t y F son aún válidas asintóticamente cuando las muestras son de tamaño grandes ($n - k > 30$), como es el caso (Gujarati & Porter, 2009).

Figura 36*Análisis de residuales, modelo de deformación permanente*

6.3.6 Corrección por heterocedasticidad

Al detectar la presencia de heterocedasticidad, se realiza el Método de Mínimos Cuadrados Generalizados (GLS, por sus siglas en inglés) (Tabla 30) para obtener errores estándar y estadísticos t, F y ML más robustos, con los cuales se permita hacer la inferencia de forma más precisa y confiable (Wooldridge, 2010). La corrección por heterocedasticidad no implicó un cambio de las conclusiones que se obtuvieron con los OLS. Los p-value menores al nivel de significancia $\alpha = 0,05$ indican que

hay suficiente evidencia estadística para rechazar la hipótesis nula de que alguno de los estimadores β considerados en el modelo sea igual cero.

Tabla 30

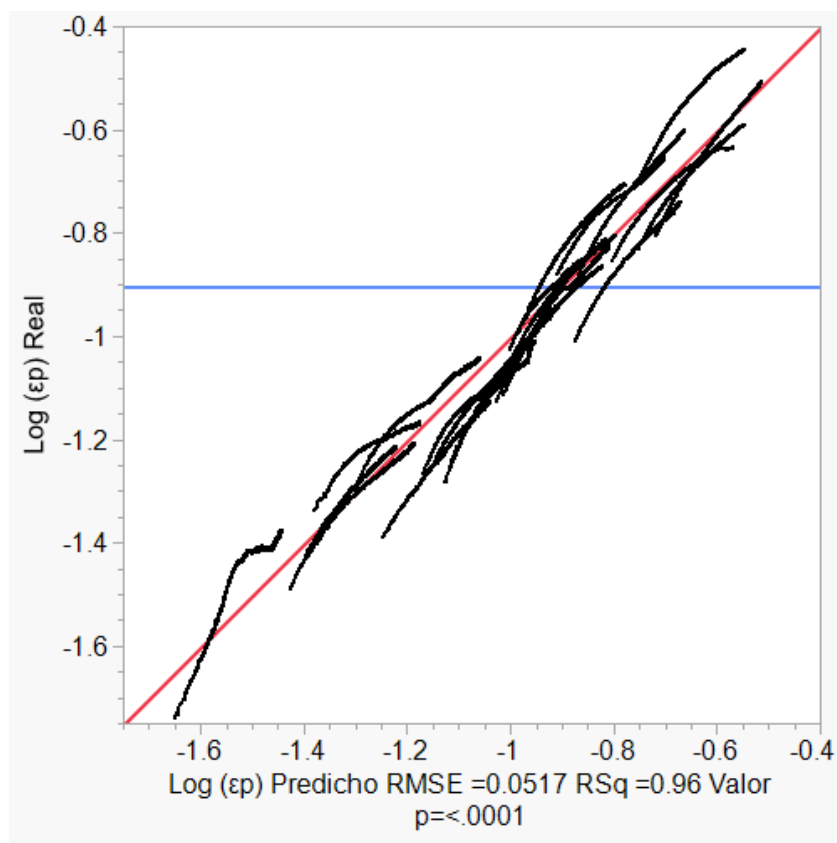
Resumen de resultados GLS modelo de deformación permanente

Estimaciones de parámetros para predictores originales						
Término	Estimación	Error estándar	Chi cuadrado de Wald	Prob > Chi cuadrado	Extremo inferior del IC al 95%	Extremo superior del IC al 95%
Constante del modelo	-1,6089842	0,0019703	666867,68	<,0001*	-1,612846	-1,605123
Log (σ_d /Pa)	0,86858515	0,0008031	1169805,6	<,0001*	0,8670112	0,8701591
Log (σ_3 /Pa)	-0,0809329	0,0009492	7270,5555	<,0001*	-0,082793	-0,079073
Log (N)	0,09416155	0,0004699	40155,841	<,0001*	0,0932406	0,0950825
Log (MC/OMC)	0,90206467	0,0054237	27662,306	<,0001*	0,8914345	0,9126949

6.3.7 Análisis de bondad de ajuste

El modelo propuesto explica una porción importante de la varianza de la deformación permanente. Ya que el coeficiente de R^2 es muy cercano 1 (Tabla 28). El R^2 tiende a sobrestimar el poder predictivo del modelo, por lo cual se prefiere el R^2 ajustado, el cual también es muy cercano a 1.

En la Figura 37 se presenta la variación de la deformación permanente predicha con respecto a la real, se puede observar que la mayoría de los puntos se distribuyen sobre la línea a 45 °, lo cual implica que el modelo propuesto es adecuado prediciendo la variable respuesta y no presenta un sesgo importante.

Figura 37*Deformación permanente predicha vs real***6.3.8 Modelo de deformación permanente propuesto**

Con base a los datos y variables analizadas se determinó que las variables más significativas estadísticamente y que mejor describen el modelo para predecir la deformación permanente en materiales estabilizados con asfalto son: el número de repeticiones de carga (N), el esfuerzo desviador (σ_d), el esfuerzo de confinamiento (σ_3) y la relación de humedad MC/OMC. En la Ecuación 23 se muestra el modelo propuesto para estimar la deformación permanente. La Ecuación 24 permite calcular la deformación permanente en unidades de longitud (δ_{BSM}) para un espesor de capa dado (h_{BSM}).

$$\% \varepsilon_p = 10^{-1,6090} \cdot N^{0,0942} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{Pa}\right)^{0,8686} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^{-0,0809} \cdot \left(\frac{MC}{OMC}\right)^{0,9021} \quad (54)$$

$$\delta_{BSM} = \% \varepsilon_p \cdot \frac{h_{BSM}}{100} \quad (55)$$

Este modelo sería válido en rango de datos descritos en la Tabla 31.

Tabla 31

Rango de datos de modelo DP

Variable	Rango de datos
Confinamiento (σ_3)	50,0 kPa – 150,0 kPa
Esfuerzo desviador (σ_d)	71,6 kPa – 860,0 kPa
DSR	0,04 – 0,43
Relación MC/OMC	0,636 – 0,788

CAPITULO 7. ANÁLISIS DE UNA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

El desempeño del modelo propuesto, para predecir la deformación permanente en una capa de base estabilizada con asfalto, se evaluó realizando el diseño y análisis de una estructura de pavimento mediante el método mecanístico-empírico de AASHTO y el propuesto para Costa Rica (AASHTO, 2015; Arias, 2020). En este método de diseño, se determina la respuesta de las capas del pavimento: esfuerzos, deformaciones y deflexiones (parte mecanística) y con base a esto y mediante funciones de transferencia, se predicen los deterioros del pavimento como: agrietamiento por fatiga y ahuellamiento (parte empírica). Para el análisis se supuso la estructura de pavimento que se detalla en la Tabla 32.

Tabla 32

Estructura de pavimento

Capa	Espesor de capa	Módulo elástico	Módulo de Poisson
Carpeta asfáltica (CA)	35 mm (1,38 in)	2188 MPa (317 365 psi)	0,35
Base estabilizada con asfalto espumado (BSM)	250 mm (9,84 in)	$Mr = 10^{3,4383} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,4383}$	0,35
Subbase (SB)	250 mm (9,84 in)	$Mr = 10^{3,4481} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,138} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,056}$	0,40
Subrasante (SR)	Infinito	74 MPa (10 662 psi)	0,45

Se consideró un eje simple dual de 40 kN (9000 lb), una presión de inflado de 689 kPa (100 psi) y una separación entre llantas de 370 mm (14,57 in.). El tráfico de diseño se limitó a 10 000 000 de ejes equivalentes (ESALs), para un periodo de diseño de 20 años. La capa de BSM corresponde al material 50%BG+50%RAP+AE para contemplar el escenario de un proyecto de reciclado en frío en cual se recuperó la carpeta asfáltica y la base granular existente. El desempeño ante el ahuellamiento se analizó comparando los resultados obtenidos con el modelo propuesto, la ecuación de transferencia para materiales granulares de AASHTO (2015) y el modelo para materiales estabilizados con asfalto de Wirtgen (2012). Se coloca una capa delgada de mezcla asfáltica (capas menores a 38,1 mm (1,5 in)) como capa de ruedo, ya que la capa de base estabilizada con asfalto tiene un mayor aporte estructural que una capa de base granular convencional, lo que ayuda a reducir el espesor de la capa de mezcla asfáltica. Las capas delgadas de mezcla asfáltica sobre capas de base de reciclado en frío

han comprobado ser una alternativa de alto desempeño, bajo costo y amigable con el medioambiente para carreteras de alto volumen de tráfico (Rahman & Vargas-Nordcbeck, 2019; Sabita, 2020; Kuchiishi et al., 2021). La respuesta estructural del pavimento se estimó con el software de multicapa elástica PitraPave versión 1.0.0.

7.1 Módulo resiliente de la capa de base estabilizada con asfalto espumado

Se realiza un análisis con la configuración de estructura de pavimento mostrada en la Figura 38 con el objetivo de obtener los esfuerzos principales para calcular el módulo resiliente de la capa de base estabilizada con asfalto espumado. El módulo resiliente se calcula a una profundidad de 1/4 del espesor de la capa de BSM (Sabita, 2020) mediante un proceso iterativo hasta que el modelo constitutivo converja de acuerdo a nivel de esfuerzos aplicado. En la Tabla 33, se muestra el módulo resiliente resultante del proceso de iteración, el cual tiene un valor de 652 MPa (94 673 psi). Los módulos resilientes de una base granular sin estabilizar generalmente están en un rango entre 103 MPa (15 000 psi) y 275 MPa (40 000 psi) (AASHTO , 1993; NCHRP, 2004; AASHTO, 2015). En este caso se obtuvo un módulo resiliente de poco más del doble que una base granular sin estabilizar. Si bien el módulo resiliente es superior al de un material granular sin estabilizar, hay que considerar que estas mezclas aumentan su rigidez y resistencia a la deformación permanente conforme desplazan el agua en el proceso de curado, generando una mayor adherencia en la interfase asfalto-agregado (Ebels, 2008; Twagira, 2010; Sabita, 2020). A nivel constructivo, se recomienda que la capa de ruedo (carpeta asfáltica o sello asfáltico) se coloque, hasta que el contenido de humedad en los 100 mm superiores de la capa de BSM este por debajo del 50 % del contenido óptimo de humedad (Wirtgen, 2012). El curado utilizado con los especímenes de módulo resiliente y deformación permanente ($\pm$ 70 % del contenido óptimo de humedad) fue más crítico contemplando la alta precipitación y humedad relativa que prevalece en Costa Rica la mayor parte del año. Las capas de BSM desarrollarán mayor rigidez y adhesión asfalto-agregado si las condiciones ambientales favorecen la pérdida de humedad durante el periodo de curado.

Se calcula el esfuerzo desviador de falla y relación de esfuerzos desviadores (DSR) mediante las ecuaciones 11 y 12. En la Tabla 33 se aprecia que la capa de BSM presenta una relación de esfuerzo desviador (DSR) de 0,21. Esta relación es baja y no sobrepasa el límite máximo de 0,35 para autopistas de tráfico pesado y 0,40 para arteriales de tráfico moderado que se recomienda para un ahuellamiento máximo de 10 mm en la capa de BSM (Wirtgen, 2012). Además, con base a los resultados de los ensayos de deformación permanente, esta relación de esfuerzos desviadores se

asocia con un comportamiento en el Rango B, creep plástico, en el cual la acumulación de deformación permanente continua con la aplicación de carga. Este resultado da cabida a cuestionar si los estados de esfuerzo (o las relaciones de esfuerzo desviador) que aplica el ensayo de módulo resiliente según la norma AASHTO T 307 son representativos a los que podría experimentar el material dentro de la estructura del pavimento, ya que éstas son más bajas como se demostró en la Sección 5.2. Sin embargo, el DSR obtenido está dentro del rango de DSR que aplica el procedimiento de ensayo de NCHRP 1-28A para módulo resiliente. Por lo tanto, los estados de esfuerzos del procedimiento de ensayo de módulo resiliente de NCHRP 1-28A son más representativos y adecuados para los materiales estabilizados con asfalto.

Figura 38

Estructura de pavimento para determinar el módulo resiliente de la capa de BSM

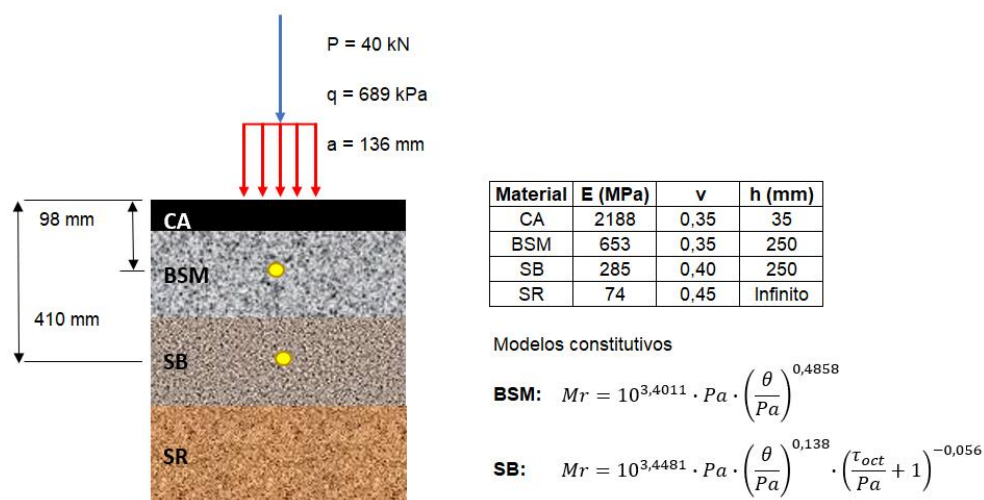


Tabla 33

Módulo resiliente y relación de esfuerzo desviador de la capa de BSM

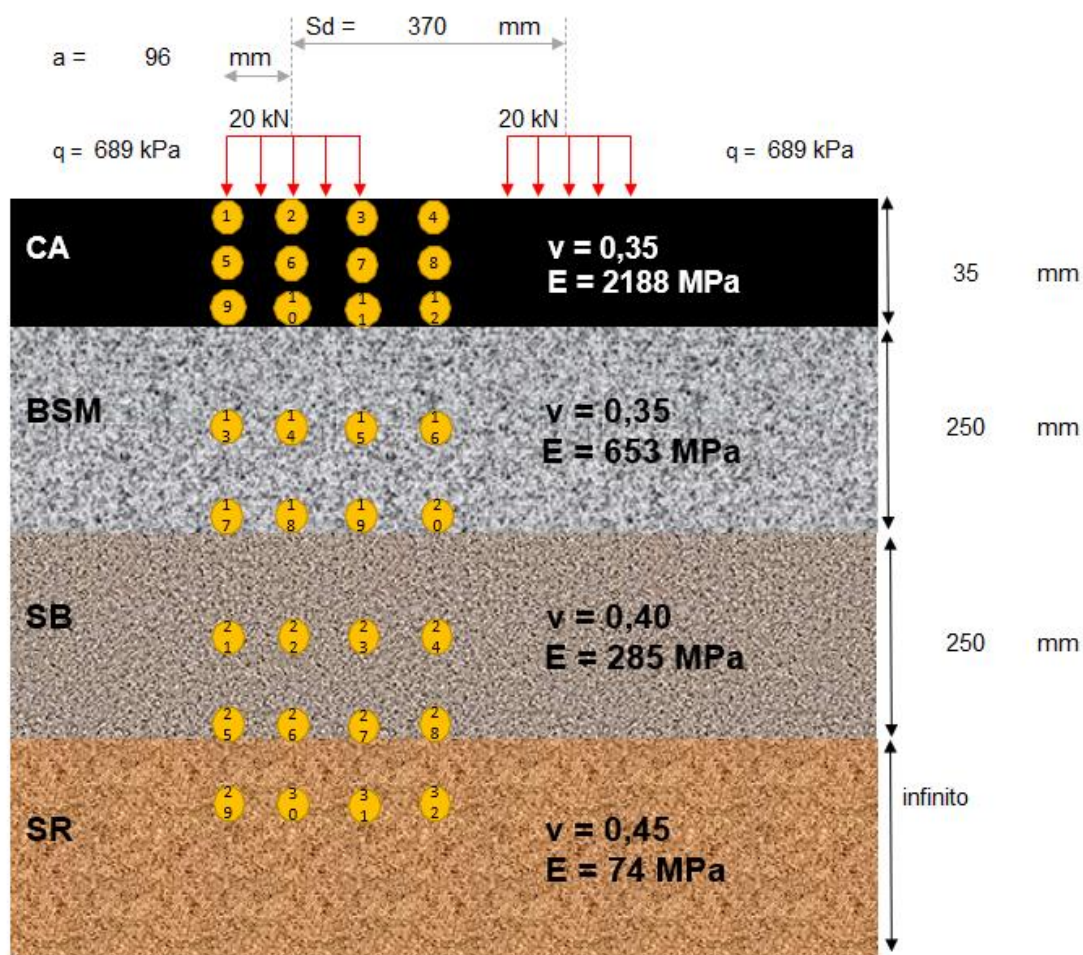
Iteración 5								
Capa	Prof. (mm)	Esfuerzo principal σ_1 (kPa)	Esfuerzo principal σ_2 (kPa)	Esfuerzo principal σ_3 (kPa)	Invariante esfuerzos θ (kPa)	Módulo resiliente Mr (kPa)	Módulo resiliente Mr (psi)	Error (%)
BSM	98	504,4	98,0	98,0	700,3	652 749	94 673	0,00
Fricción interna (°)	Cohesión (kPa)	Esfuerzo desviador falla $\sigma_{d,f}$ (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Relación esfuerzos $\sigma_d/\sigma_{d,f}$				
45	305	1966,1	406,4	0,21				

7.2 Análisis estructural

Con el módulo elástico, módulo de Poisson y los espesores definidos para cada capa se realiza el análisis de la respuesta del pavimento. En la Figura 39 se muestra la estructura del pavimento y los puntos de medición para las respuestas mecánicas.

Figura 39

Estructura de pavimento para análisis estructural



En la Tabla 34 se muestra la ubicación de cada punto de medición de las respuestas mecánicas.

Tabla 34*Puntos de medición de la respuesta mecánica*

ID	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	Capa
1	-281,170	0,000	0,102	1
2	-185,039	0,000	0,102	1
3	-88,908	0,000	0,102	1
4	0,000	0,000	0,102	1
5	-281,170	0,000	17,526	1
6	-185,039	0,000	17,526	1
7	-88,908	0,000	17,526	1
8	0,000	0,000	17,526	1
9	-281,170	0,000	34,950	1
10	-185,039	0,000	34,950	1
11	-88,908	0,000	34,950	1
12	0,000	0,000	34,950	1
13	-281,170	0,000	160,020	2
14	-185,039	0,000	160,020	2
15	-88,908	0,000	160,020	2
16	0,000	0,000	160,020	2
17	-281,170	0,000	284,886	2
18	-185,039	0,000	284,886	2
19	-88,908	0,000	284,886	2
20	0,000	0,000	284,886	2
21	-281,170	0,000	409,956	3
22	-185,039	0,000	409,956	3
23	-88,908	0,000	409,956	3
24	0,000	0,000	409,956	3
25	-281,170	0,000	534,924	4
26	-185,039	0,000	534,924	4
27	-88,908	0,000	534,924	4
28	0,000	0,000	534,924	4
29	-281,170	0,000	687,324	4
30	-185,039	0,000	687,324	4
31	-88,908	0,000	687,324	4
32	0,000	0,000	687,324	4

En la Tabla 35 se muestran las deformaciones obtenidas con el análisis estructural y se resaltan las deformaciones críticas donde se prevé que se presentará el daño máximo durante el periodo de análisis de acuerdo con NCHRP (2004), en estos puntos se realizó la evaluación del desempeño mediante las funciones de transferencia.

Tabla 35*Deformaciones obtenidas del análisis estructural*

ID	Exx	Eyy	Ezz	Exy	Exz	Eyz
1	0,000030	0,000228	-0,000045	0,000000	-0,000007	0,000000
2	0,000240	0,000277	-0,000082	0,000000	0,000000	0,000000
3	0,000028	0,000249	-0,000056	0,000000	0,000006	0,000000
4	-0,000076	0,000157	-0,000047	0,000000	0,000000	0,000000
5	0,000054	0,000063	0,000026	0,000000	-0,000374	0,000000
6	0,000062	0,000086	0,000114	0,000000	-0,000006	0,000000
7	0,000064	0,000076	0,000013	0,000000	0,000362	0,000000
8	0,000046	0,000089	-0,000073	0,000000	0,000000	0,000000
9	0,000060	-0,000066	0,000084	0,000000	-0,000240	0,000000
10	-0,000098	-0,000086	0,000280	0,000000	-0,000012	0,000000
11	0,000081	-0,000061	0,000070	0,000000	0,000213	0,000000
12	0,000153	0,000025	-0,000092	0,000000	0,000000	0,000000
13	-0,000031	-0,000097	0,000199	0,000000	-0,000349	0,000000
14	-0,000102	-0,000131	0,000330	0,000000	-0,000079	0,000000
15	-0,000013	-0,000115	0,000206	0,000000	0,000159	0,000000
16	0,000055	-0,000097	0,000104	0,000000	0,000000	0,000000
17	-0,000060	-0,000122	0,000151	0,000000	-0,000118	0,000000
18	-0,000093	-0,000144	0,000195	0,000000	-0,000060	0,000000
19	-0,000071	-0,000149	0,000182	0,000000	-0,000006	0,000000
20	-0,000050	-0,000148	0,000166	0,000000	0,000000	0,000000
21	-0,000057	-0,000096	0,000151	0,000000	-0,000157	0,000000
22	-0,000075	-0,000107	0,000178	0,000000	-0,000102	0,000000
23	-0,000079	-0,000113	0,000187	0,000000	-0,000041	0,000000
24	-0,000077	-0,000114	0,000186	0,000000	0,000000	0,000000
25	-0,000075	-0,000119	0,000224	0,000000	-0,000188	0,000000
26	-0,000095	-0,000131	0,000257	0,000000	-0,000131	0,000000
27	-0,000106	-0,000137	0,000276	0,000000	-0,000063	0,000000
28	-0,000107	-0,000139	0,000278	0,000000	0,000000	0,000000
29	-0,000062	-0,000087	0,000171	0,000000	-0,000126	0,000000
30	-0,000074	-0,000093	0,000190	0,000000	-0,000089	0,000000
31	-0,000082	-0,000097	0,000202	0,000000	-0,000044	0,000000
32	-0,000082	-0,000096	0,000202	0,000000	0,000000	0,000000

Nota. E para cada componente corresponde a deformaciones unitarias.

Las deformaciones críticas serían:

$\varepsilon_{yy} = -98 \times 10^{-6}$ in/in deformación unitaria en tensión en la fibra inferior de la capa MAC.

$\varepsilon_{yy} = -76 \times 10^{-6}$ in/in deformación unitaria en tensión en la superficie de la capa MAC.

$\varepsilon_{zz} = 114 \times 10^{-6}$ in/in deformación unitaria en compresión de punto medio de la capa de MAC.

$\varepsilon_{zz} = 330 \times 10^{-6}$ in/in deformación resiliente promedio vertical en la capa de base.

$\varepsilon_{zz} = 187 \times 10^{-6}$ in/in deformación resiliente promedio vertical en la capa de subbase.

$\varepsilon_{zz} = 278 \times 10^{-6}$ in/in deformación resiliente promedio vertical en la capa de subrasante ($z = 0$).

$\varepsilon_{zz} = 202 \times 10^{-6}$ in/in deformación resiliente promedio vertical en la capa de subrasante ($z = 6$).

En la Tabla 36 se muestra el resumen de los resultados del análisis de desempeño para la estructura de pavimento propuesta. En el Apéndice C se muestran los cálculos para el análisis de desempeño.

Tabla 36

Resumen de desempeño de estructura propuesta

	Deterioro	Valor		Umbral de falla
Agrietamiento de abajo hacia arriba	Número de repeticiones falla	273 778 610 ESALs		
	Daño acumulado a los 20 años	3,7 %		
	Área agrietada	7,8 %		20 %
Agrietamiento de arriba hacia abajo	Número de repeticiones falla	24 266 442 ESALs		
	Daño acumulado a los 20 años	41,2 %		
	Longitud de grieta	230,4 m/km		379 m/km
Ahuellamiento	Tipo de base	Granular	BSM	
	Deformación de capa asfáltica	6,031 mm	6,031 mm	
	Deformación de base	3,058 mm	0,682 mm	
	Deformación de subbase	1,680 mm	1,680 mm	
	Deformación de subrasante	2,669 mm	2,669 mm	
	Deformación total	13,435 mm	11,060 mm	12 mm

Nota. Ver Apéndice B para cálculos.

7.2.1 Agrietamiento por fatiga

De acuerdo con la Tabla 36, los ESALs para que la estructura falle por fatiga son mayores que los ESALs de diseño (10 000 000 de ESALs para un periodo de diseño de 20 años), por lo tanto, no se espera que la estructura falle por fatiga en el periodo de diseño. La mayor rigidez de la capa de BSM en comparación con una capa de base granular sin estabilizar implica una menor deformación

unitaria en tensión en la fibra inferior y superior de la capa MAC, lo cual se traduce en una mayor vida a fatiga de la carpeta asfáltica tanto para el agrietamiento de área como el longitudinal. Adicionalmente, el valor alto de módulo resiliente de la capa de BSM también implicaría menores espesores de las capas del pavimento.

7.2.1.1 Daño acumulado y porcentaje de agrietamiento de abajo hacia arriba

En la Tabla 37 se muestra el resumen del daño acumulado por año y el porcentaje de área agrietada ($FC_{\text{bottom-P}}$) con una confiabilidad del 85 %. En la Figura 40 se puede observar de forma gráfica la evolución del daño acumulado y el área agrietada de carril durante el periodo de diseño. El porcentaje de daño acumulado no supera el 3,7 % a los 20 años, esto quiere decir, que el agrietamiento de área no llega a consumir la vida útil del pavimento durante el periodo de diseño. El porcentaje de área agrietada es menor al 20 % en el periodo de diseño, por lo tanto, la estructura cumple con el agrietamiento por fatiga de abajo hacia arriba.

Tabla 37

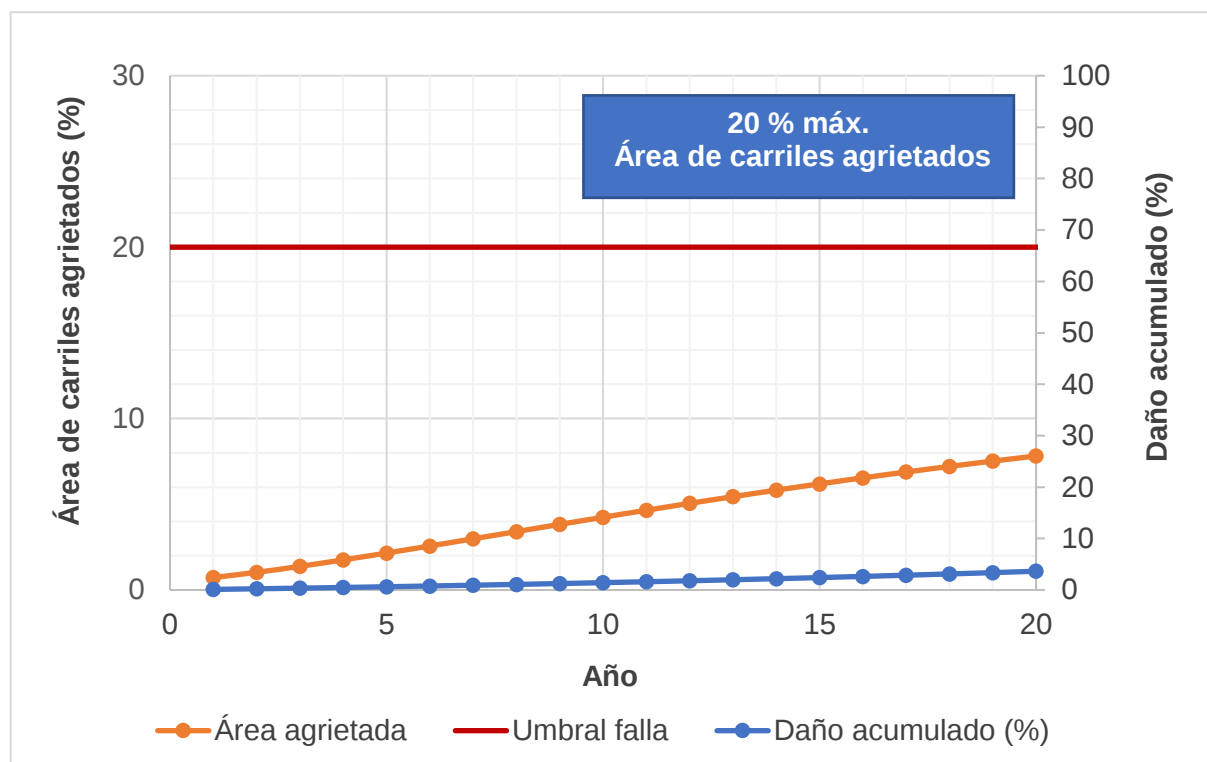
Daño acumulado y porcentaje de área agrietada (agrietamiento de abajo hacia arriba)

Año	ESALs año	ESALs acumulados	Daño relativo (%)	Daño acumulado (%)	FC_{bottom} (%)	Se	$FC_{\text{bottom-P}}$ (%)
1	318761	318761	0,1	0,1	0,0	0,7	0,7
2	333106	651867	0,1	0,2	0,0	1,0	1,0
3	348095	999963	0,1	0,4	0,0	1,3	1,4
4	363760	1363722	0,1	0,5	0,0	1,7	1,8
5	380129	1743851	0,1	0,6	0,0	2,1	2,2
6	397235	2141086	0,1	0,8	0,0	2,5	2,6
7	415110	2556196	0,2	0,9	0,0	2,9	3,0
8	433790	2989987	0,2	1,1	0,0	3,3	3,4
9	453311	3443298	0,2	1,3	0,0	3,7	3,8
10	473710	3917007	0,2	1,4	0,0	4,1	4,2
11	495027	4412034	0,2	1,6	0,0	4,5	4,7
12	517303	4929337	0,2	1,8	0,0	4,9	5,1
13	540582	5469919	0,2	2,0	0,0	5,3	5,4
14	564908	6034827	0,2	2,2	0,0	5,6	5,8
15	590329	6625155	0,2	2,4	0,0	6,0	6,2
16	616893	7242049	0,2	2,6	0,0	6,3	6,5
17	644654	7886702	0,2	2,9	0,0	6,6	6,9
18	673663	8560365	0,2	3,1	0,0	7,0	7,2
19	703978	9264343	0,3	3,4	0,0	7,3	7,5
20	735657	10000000	0,3	3,7	0,0	7,5	7,8

Nota. $FC_{\text{bottom-P}}$ con 85 % de confianza

Figura 40

Porcentaje de daño acumulado y área agrietada (agrietamiento de abajo hacia arriba)



7.2.1.2 Daño acumulado y porcentaje de agrietamiento de arriba hacia abajo

En la Tabla 38 se muestra el resumen del daño acumulado por año y la longitud del agrietamiento longitudinal (FC_{top-p}) con una confiabilidad del 85 %. En la Figura 41 se puede observar de forma gráfica la evolución del daño acumulado y la longitud de las grietas longitudinales durante el periodo de diseño. El porcentaje de daño acumulado no supera el 41,2 % a los 20 años, esto quiere decir, que el agrietamiento longitudinal no llega a consumir la vida útil del pavimento durante el periodo de diseño. La longitud del agrietamiento longitudinal es menor a 379 m/km en el periodo de diseño, por lo tanto, la estructura cumple con el agrietamiento por fatiga de arriba hacia abajo.

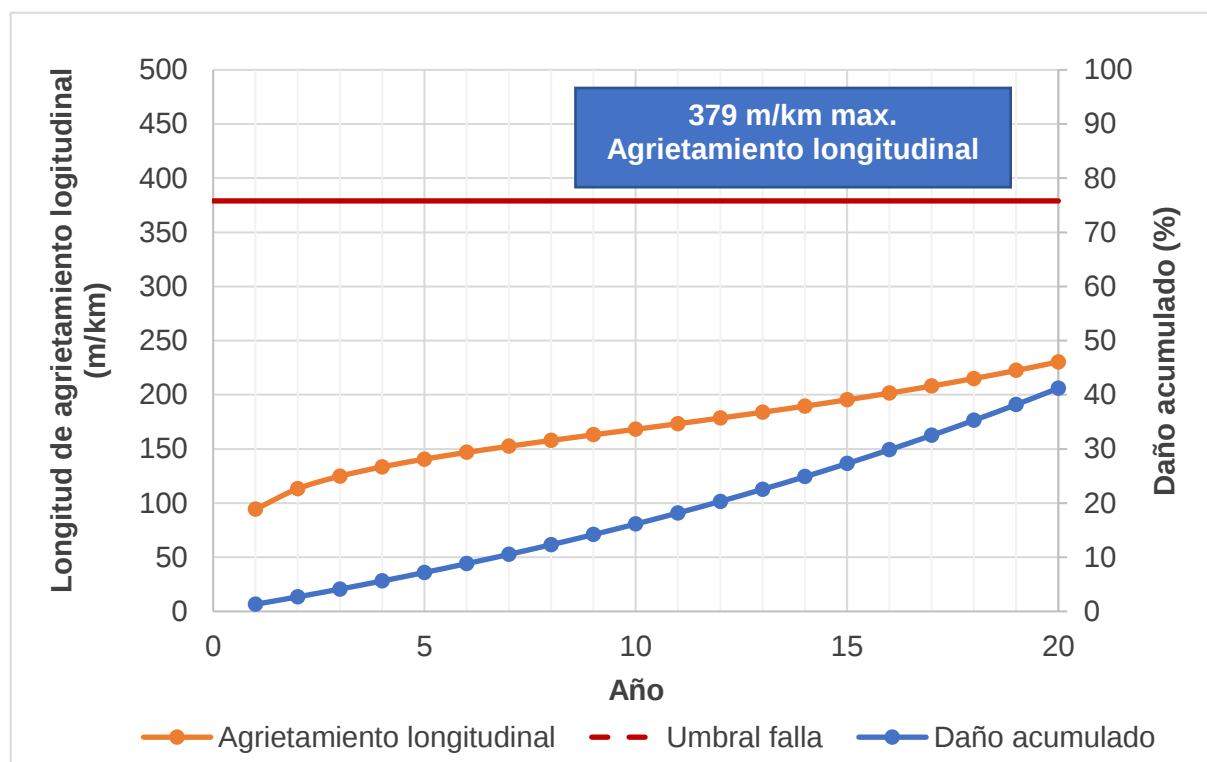
Tabla 38*Daño acumulado y longitud de grietas longitudinales (agrietamiento de arriba hacia abajo)*

Año	ESALs año	ESALs acumulados	Daño relativo (%)	Daño acumulado (%)	FC_{top} (m/km)	Se	FC_{top-P} (m/km)
1	318761	318761	1,3	1,3	0,1	480,0	94,3
2	333106	651867	1,4	2,7	0,3	575,4	113,3
3	348095	999963	1,4	4,1	0,7	632,5	124,8
4	363760	1363722	1,5	5,6	1,2	673,9	133,5
5	380129	1743851	1,6	7,2	1,9	706,7	140,6
6	397235	2141086	1,6	8,8	2,7	734,0	146,8
7	415110	2556196	1,7	10,5	3,8	757,6	152,5
8	433790	2989987	1,8	12,3	5,0	778,5	157,8
9	453311	3443298	1,9	14,2	6,5	797,3	163,0
10	473710	3917007	2,0	16,1	8,3	814,4	168,2
11	495027	4412034	2,0	18,2	10,3	830,2	173,3
12	517303	4929337	2,1	20,3	12,7	844,9	178,5
13	540582	5469919	2,2	22,5	15,3	858,7	183,9
14	564908	6034827	2,3	24,9	18,4	871,7	189,5
15	590329	6625155	2,4	27,3	21,8	884,1	195,4
16	616893	7242049	2,5	29,8	25,7	895,8	201,5
17	644654	7886702	2,7	32,5	30,0	907,0	208,1
18	673663	8560365	2,8	35,3	34,9	917,8	215,0
19	703978	9264343	2,9	38,2	40,2	928,1	222,4
20	735657	10000000	3,0	41,2	46,2	938,1	230,4

Nota. FC_{top-P} con 85 % de confianza

Figura 41

Porcentaje de daño acumulado y longitud de agrietamiento longitudinal (agrietamiento de arriba hacia abajo)



7.2.2 Ahuellamiento

De acuerdo con los resultados mostrados en la Tabla 36, el utilizar la ecuación de transferencia para predecir la deformación permanente en bases/subbases granulares (Ecuación 41) de AASHTO (2015) podría implicar una sobrestimación de la deformación permanente en la capa de BSM, si se compara con los resultados obtenidos con el modelo propuesto (Ecuación 54 y 55). Al ser un material con mayor rigidez se espera que la deformación permanente sea menor que un material granular sin estabilizar. Por otra parte, para comparar el modelo propuesto con otro específico para materiales estabilizados con asfalto como el que presenta Wirtgen (2012), se elaboró la Figura 42, en la cual se toma el modelo propuesto y se calcula la deformación permanente a diferentes relaciones de esfuerzo desviador (DSR) y repeticiones de carga. Si se comparan las Figuras 17 y 42 se puede apreciar que el modelo propuesto tiende a dar una deformación permanente más alta que el modelo de Wirtgen (2012) hasta valores de DSR de 0,30, esto concuerda con el hecho de que las curvas de la Figura 17 fueron generadas con ensayos de deformación permanente cuyos especímenes tenían una condición

de humedad más baja (alrededor del 50 % del contenido óptimo de humedad), y por lo tanto, menos deformables (Jenkins, 2000; Ebels, 2008; Wirtgen, 2012; Dal Ben, 2014). Sin embargo, para valores de DSR mayores a 0,30 el modelo propuesto tiende a subestimar la deformación permanente con respecto al modelo de Wirtgen (2012). Este comportamiento se puede deber a que el modelo se basó en ensayos de deformación permanente de hasta 15 000 repeticiones de carga y lo cual limita observar un flujo terciario que puede presentarse a altas repeticiones de carga (entre 100 000 a 500 000 al menos) donde la tasa de deformación aumenta súbitamente hasta la falla irreversible (Jenkins, 2000; Ebels, 2008). Los modelos como los de Wirtgen (2012) se desarrollan con ensayos de deformación permanente de más de 1 000 000 de repeticiones de carga o hasta la falla del espécimen para ver todo el comportamiento del material ante la deformación permanente (Jenkins, 2000; Ebels, 2008). En la Figura 43 se muestra cómo se podría dar una sobreestimación por extrapolación en el desempeño a deformación permanente por ensayos con poca cantidad de repeticiones de carga. En el diseño de pavimentos se podría considerar un DSR de 0,30 como el límite en cual el material va a mostrar un comportamiento en el Rango B, Creep Plástico, según la “Teoría de Shakedown”, donde la acumulación de deformación permanente continúa con la aplicación de carga sin llegar al colapso incremental.

Figura 42

Deformación permanente en BSM a diferentes relaciones de esfuerzo desviador con modelo propuesto

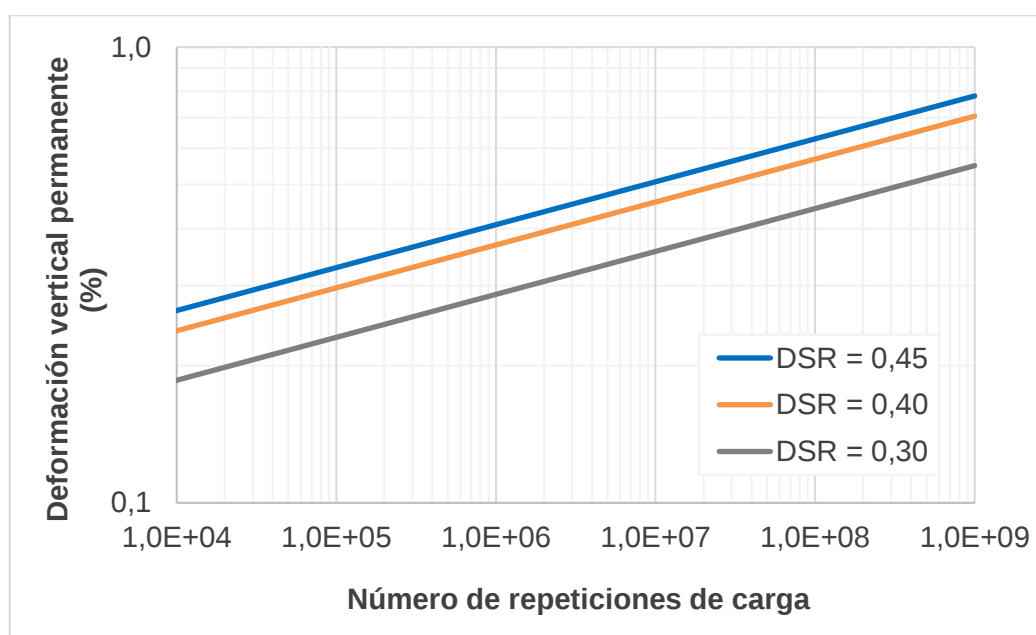
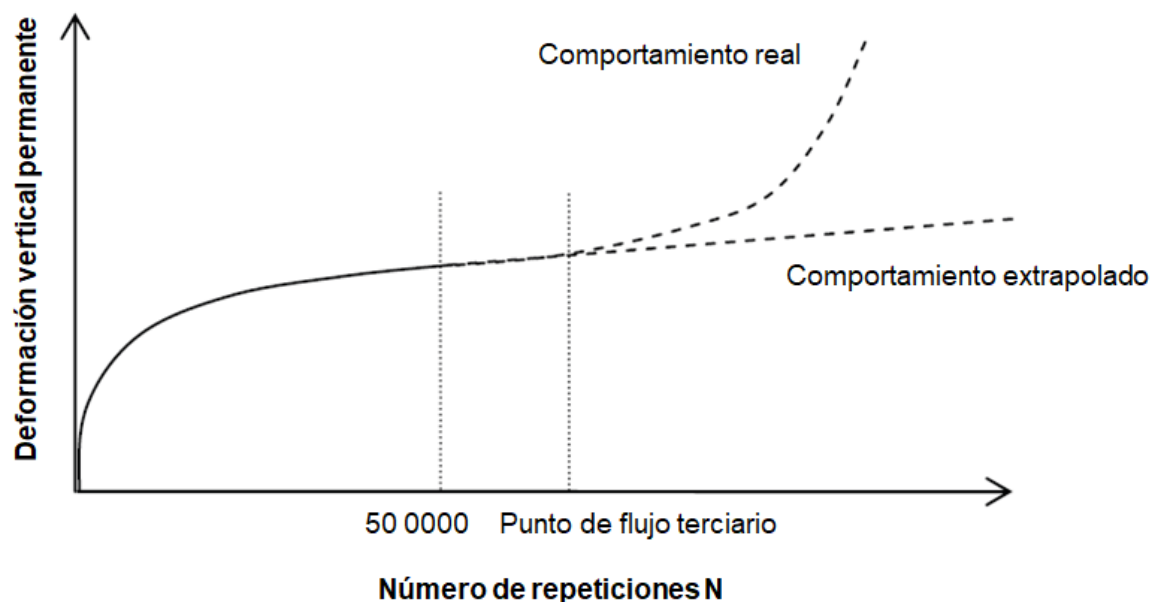


Figura 43

Sobreestimación del desempeño a deformación permanente por extrapolación de datos obtenidos con ensayo con pocas repeticiones de carga



Nota. Tomado de Ebels (2008).

Se debe tomar en cuenta que según la Sección 7.1, el valor de DSR para la capa de BSM del pavimento analizado es de 0,21, lo que está por debajo del límite de 0,30 en el que se considera que el modelo propuesto tiene validez y no subestima la deformación permanente. El DSR que experimente la capa de BSM en el pavimento dependerá de las características de resistencia al corte del material (ϕ y C) y de las cargas de tráfico impuestas (estado de esfuerzos), principalmente. Adicionalmente, se calculó el DSR en la capa de BSM variando los espesores de la carpeta asfáltica de la estructura de pavimento propuesta para el análisis. De acuerdo con la Tabla 39, con la variación del espesor de la carpeta asfáltica, el DSR se mantiene por debajo de 0,30. También se observa, como en los materiales granulares que, a bajos niveles de esfuerzo, al aumentar la carga, el material muestra un aumento en su rigidez o el módulo resiliente (endurecimiento). El material compactado conforme aumenta el nivel de esfuerzo se vuelve aún más compacto y más difícil de mover, ya que sus componentes (partículas) se ven obligados a adoptar nuevas posiciones entrelazadas. A niveles de esfuerzo muy altos (cerca de la falla monotónica), la rigidez del material disminuye (ablandamiento), hasta que eventualmente el material alcanza la falla (Werkmeister, 2003).

Tabla 39

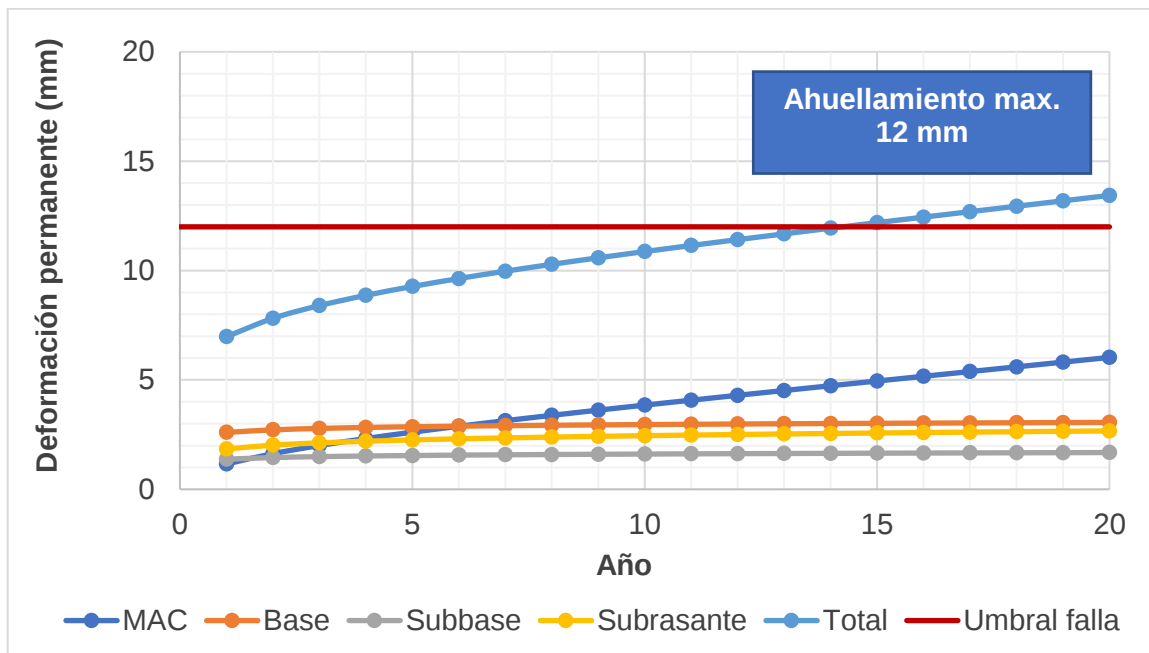
Variación del DSR en la capa de BSM con respecto a diferentes espesores de carpeta asfáltica

Espesor de CA (mm)	Esfuerzo principal σ_1 (kPa)	Esfuerzo principal σ_2 (kPa)	Esfuerzo principal σ_3 (kPa)	Invariante de esfuerzos θ (kPa)	Esfuerzo desviador de falla $\sigma_{d,f}$ (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Relación esfuerzos DSR (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
30	523,5	115,7	115,7	755,0	2053,6	407,8	0,199	677 036
35	504,4	98,0	98,0	700,3	1966,1	406,4	0,207	652 749
40	484,9	83,3	83,3	651,5	1893,8	401,6	0,212	630 125
50	441,4	58,3	58,3	558,1	1771,1	383,1	0,216	584 561

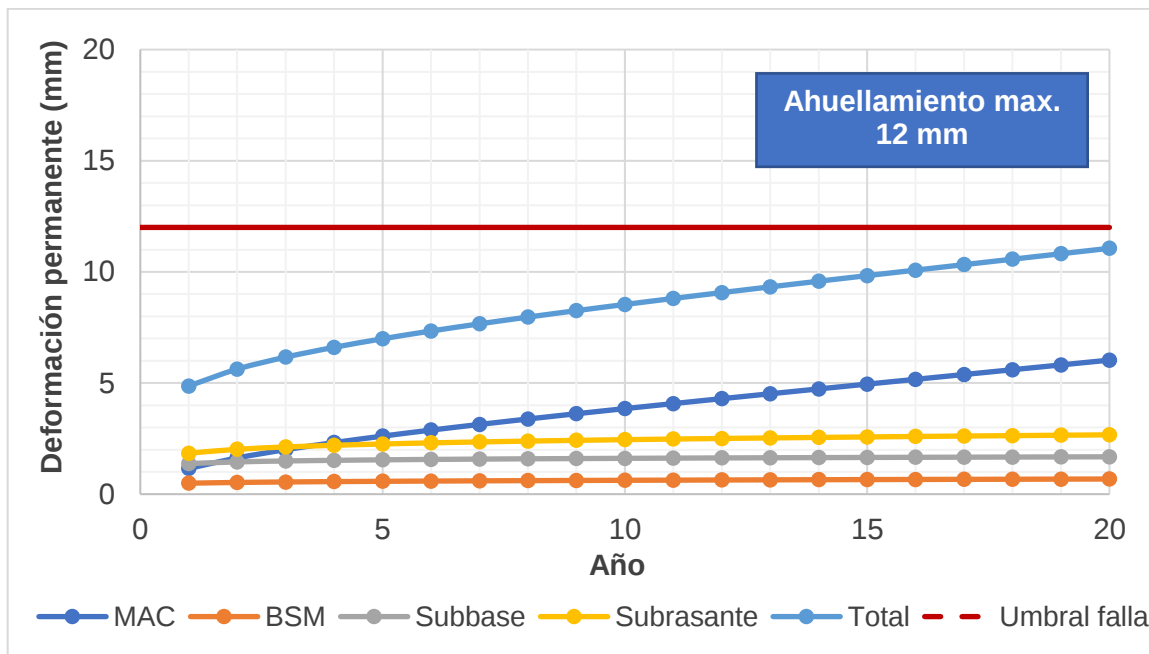
En la Figura 44 se observa la evolución del ahuellamiento durante el periodo de diseño considerando que la capa BSM se deformará como una capa de base granular sin estabilizar (Ecuación 41). Por su parte, en la Figura 45 se observa la evolución del ahuellamiento durante el periodo de diseño aplicando en la capa de BSM el modelo desarrollado (Ecuación 54 y 55). En ambos casos la deformación permanente en la carpeta asfáltica es la que más aporta al ahuellamiento total. Usando el modelo para materiales granulares sin estabilizar (Ecuación 41), la estructura de pavimento propuesta para el diseño excede el ahuellamiento total máximo permitido, sin embargo, con el modelo de deformación permanente desarrollado para BSM (Ecuación 54 y 55) se obtiene una deformación permanente menor en esta capa, lo que permite cumplir con el ahuellamiento total.

Figura 44

Deformación permanente suponiendo que la base se deforma como una base granular sin estabilizar

**Figura 45**

Deformación permanente aplicando el modelo de deformación permanente propuesto para BSM



CAPITULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta investigación se desarrollaron modelos de predicción de módulo resiliente y deformación permanente, en materiales estabilizados con asfalto, a partir de ensayos triaxiales de carga repetida para simular los estados de esfuerzo dentro de la estructura del pavimento. Para lo cual, se caracterizaron y diseñaron dos mezclas: 100 % de material de base granular estabilizado con emulsión asfáltica, y 50 % base granular más 50 % RAP estabilizado con asfalto espumado, este último para representar un proyecto de reciclado en frío. Ambas mezclas cumplieron con los criterios de resistencia al corte para carreteras de alto volumen tráfico. Los modelos consideran los estados de esfuerzo y el contenido de humedad para predecir la respuesta y el desempeño del material.

A continuación, se presentan las conclusiones de la investigación.

8.1 Conclusiones

8.1.1 Caracterización y diseño de mezcla

- El asfalto del RAP que se utilizó en el estudio presentó un alto grado de envejecimiento, en este estado el asfalto no aporta cohesión a la mezcla. Al estar tan envejecido el asfalto del RAP, este va a presentar un comportamiento más semejante a un material granular.
- El RAP dentro de la mezcla con 50% base granular + 50% RAP presentó una leve disminución del ángulo de fricción interna y un aumento de la cohesión con respecto a la mezcla 100 % base granular. Por lo tanto, el incorporar hasta un 50% de RAP no disminuyó las propiedades mecánicas del material (este resultado fue consistente con los resultados de módulo resiliente), lo cual puede significar un mayor aprovechamiento de este material en proyectos de rehabilitación, generando ahorro de materiales vírgenes, acarreos, consumo de hidrocarburos y un menor impacto en el ambiente.
- La granulometría sin y con extracción del RAP presentó deficiencia de gruesos, lo cual implicó un menor desempeño ante la deformación permanente de la mezcla con 50% base granular + 50% RAP, al no tener un esqueleto más robusto de agregado que brindará más fricción interna. En la granulometría con extracción del asfalto no se observó deficiencia de finos, no obstante, en el campo los finos van a estar encapsulados en el asfalto del RAP, presentando una deficiencia de finos. Los finos en conjunto con el asfalto son fundamentales para constituir los puntos de soldadura que proveen de cohesión a los materiales estabilizados

con asfalto. El RAP generalmente presentará estas deficiencias de tamaños debido al proceso de recuperación y si este no se mezcla con la capa de la base subyacente, como en el caso de una rehabilitación aplicando un reciclado en frío, se requerirá adicionar material de aporte como agregado triturado o polvo de piedra para mejorar su curva granulométrica y su desempeño ante la deformación permanente.

- Los materiales estabilizados con asfalto muestran un comportamiento esfuerzo-dependiente similar a los materiales granulares. En los ensayos de resistencia al corte, el esfuerzo desviador de falla aumenta proporcionalmente con el esfuerzo de confinamiento. En los ensayos de módulo resiliente, la rigidez se incrementa de forma no lineal conforme aumenta el esfuerzo de confinamiento o el invariante de esfuerzos (endurecimiento), si no se excede el límite proporcional del material.

8.1.2 Desarrollo de modelo módulo resiliente

- El procedimiento de ensayo para medir el módulo resiliente de materiales granulares NCHRP I-28A representa mejor los estados de esfuerzo que experimenta una capa de material estabilizado con asfalto dentro de la estructura de pavimento, al tener relaciones de esfuerzo desviador (DSR) más altas. El análisis de la respuesta del pavimento en estructuras con bases estabilizadas con asfalto demostró que las relaciones de esfuerzos desviador podrían ser mayores que las que se aplican con la norma de ensayo AASHTO T 307, por lo tanto, los modelos que se generen para predecir el módulo resiliente podría sobreestimar o subestimar la respuesta del estructural del pavimento. Los estados de esfuerzos del NCHRP 1-28A son más representativos y adecuados para los materiales estabilizados con asfalto.
- La mezcla con asfalto espumado presenta un mayor porcentaje de saturación de agua y permeabilidad que la mezcla con emulsión asfáltica debido al menor recubrimiento de asfalto que presentan. En las mezclas con asfalto espumado el asfalto se dispersa entre los finos exclusivamente formando los puntos de soldadura, sin recubrir los agregados gruesos.
- Para cada mezcla analizada, el modelo sencillo de Hicks & Monismith (1971) explicó adecuadamente la variable respuesta de módulo resiliente con la variable explicativa de invariante de esfuerzos solamente.
- Las variables más significativas estadísticamente y que mejor describen el modelo general de módulo resiliente (M_r) para los materiales estabilizados con asfalto analizados son: el invariante de esfuerzos (θ) y la relación MC/OMC. El modelo general generado para predecir

el módulo resiliente es: $M_r = 10^{3,368226} \cdot \text{Pa} \cdot (\theta/\text{Pa})^{0,464034} \cdot (\text{MC}/\text{OMC})^{-0,210686}$. El modelo se puede emplear bajo las siguientes condiciones:

- a. Invariantes de esfuerzo (θ): de 73 kPa a 1380 kPa,
- b. Relación de humedad (CH/OMC): de 0,599 a 0,782,
- c. Ángulo de fricción interna ($^\circ$): de 45° a 52° , y
- d. Cohesión (C): de 264 kPa a 305 kPa

8.1.3 Desarrollo de modelo de deformación permanente

- Se observó que hasta relaciones de esfuerzo desviador de 0,15 se da un comportamiento en el Rango A, Shakedown Plástico, según la “Teoría de Shakedown” en la cual se muestra una respuesta plástica para un número finito de aplicaciones de carga, pero después de completar el período de poscompactación, la respuesta tiende a ser elástica (resiliente) y la acumulación de deformación permanente se estabiliza, dejando de mostrar un incremento. Este comportamiento es el idóneo en una estructura de pavimento, teniendo en cuenta que la deformación permanente acumulada sea lo suficientemente pequeña para evitar problemas en la serviciabilidad de la estructura.
- Para relaciones de esfuerzo desviador mayores a 0,15 y menores a 0,43 se mostró una respuesta plástica en el Rango B, Creep Plástico, según la “Teoría de Shakedown” en la cual la acumulación de deformación permanente continua con la aplicación de carga sin que se dé un colapso incremental. En un pavimento, si el material muestra esta condición, si bien no se llega a un equilibrio después de la postcompactación, en el nivel B se podría permitir hasta un número determinado de repeticiones de carga que no se exceda la deformación permanente acumulada máxima permitida y que afecte la serviciabilidad de la estructura de pavimento.
- De acuerdo con el número de aplicaciones de carga y los niveles de esfuerzo considerados no se dio un comportamiento en el Rango C, Colapso Incremental, según la “Teoría de Shakedown”, en donde la tasa de deformación permanente aumenta de forma acelerada hasta la falla, debido a que los niveles de carga aplicados fueron conservadores, y no cercanos a la carga de falla monotónica. En los materiales estabilizados con asfalto, valores de relación de esfuerzo desviador mayores a 0,45 podrían derivar en el colapso incremental.
- Las variables más significativas estadísticamente y que mejor describen el modelo general de deformación permanente ($\% \epsilon_p$) para los materiales estabilizados con asfalto analizados son: el número de repeticiones de carga (N), el esfuerzo desviador (σ_d), el esfuerzo de

confinamiento (σ_3) y la relación de humedad MC/OMC. El modelo generado para predecir la deformación permanente es: $\% \epsilon_p = 10^{-1,6090} \cdot N^{0,0942} \cdot (\sigma_d/\text{Pa})^{0,8686} \cdot (\sigma_3/\text{Pa})^{-0,0809} \cdot (\text{MC/OMC})^{0,9021}$. El modelo se puede emplear bajo las siguientes condiciones:

- a. Esfuerzo desviador (σ_d): de 71,6 kPa a 860 kPa,
- b. Esfuerzo de confinamiento (σ_3): de 50 kPa a 150 kPa,
- c. Relación de esfuerzo desviador (DSR): de 0,04 a 0,43, y
- d. Relación de humedad (CH/OMC): de 0,636 a 0,788.

8.1.4 Análisis de estructura de pavimento

- El módulo resiliente de una base estabilizada con asfalto (BSM) puede llegar a ser al menos el doble que una base granular sin estabilizar. No obstante, es importante considerar que los BSM aumentan su rigidez y resistencia a la deformación permanente conforme desplazan el agua en el proceso de curado, generando una mayor adherencia en la interfase asfalto-agregado. Además, un aumento del módulo resiliente en la capa de base implicará también una mayor vida a fatiga de la capa asfáltica y menores espesores de capas.
- El utilizar el modelo para bases/subbases granulares del MEPDG (AASHTO, 2020) podría implicar una sobreestimación de la deformación permanente en la capa de BSM. Al ser un material con mayor rigidez se espera que la deformación permanente sea menor que un material granular sin estabilizar.
- El modelo propuesto para predecir la deformación permanente en BSM arroja valores de deformación más altos que los encontrados en la literatura hasta relaciones de esfuerzo desviador de 0,30. Lo cual concordó con el mayor nivel de humedad que se aplicó a los especímenes de ensayo. Sin embargo, para relaciones de esfuerzo desviador mayores a 0,30, el modelo propuesto tiende a subestimar la deformación permanente. Este comportamiento se debe a que el modelo se basó en ensayos de deformación permanente hasta 15 000 repeticiones de carga, lo cual imposibilita observar un eventual flujo terciario que puede presentarse a altas repeticiones de carga (entre 100 000 a 500 000 al menos) donde la tasa de deformación aumenta súbitamente hasta el colapso.
- Para el pavimento analizado y haciendo variaciones en el espesor de la capa asfáltica la relación de esfuerzo desviador (DSR) no superó el 0,30. El DSR que experimente la capa de BSM en el pavimento dependerá de las características de resistencia al corte del material (ϕ y C) y de las cargas de tráfico impuestas (estado de esfuerzos), principalmente.

- Para el diseño de pavimentos se recomienda que el DSR no exceda 0,30, de esta forma es más probable que la deformación permanente tenga un comportamiento en el Rango B, Creep Plástico, según la “Teoría de Shakedown” en la cual la acumulación de deformación permanente continua con la aplicación de carga sin llegar al colapso incremental.

8.2 Recomendaciones

- Los modelos propuestos de módulo resiliente y deformación permanente se deben calibrar con resultados observados en estructuras de pavimento reales para considerar el efecto de tipos de materiales, cargas de tráfico, clima, procesos constructivos, etc. Esto con el fin de eliminar el sesgo y minimizar la diferencia entre lo observado en el pavimento actual y lo estimado con los modelos mecánico-empíricos desarrollados.
- Se recomienda estudiar el efecto del curado en el desarrollo del módulo resiliente de los materiales estabilizados con asfalto, de tal manera que se puedan dar recomendaciones del tiempo mínimo de curado antes del paso controlado de vehículos y de la colocación de la capa o sello asfáltico. Es necesario considerar las condiciones de humedad y temperatura de Costa Rica para establecer el tiempo de curado mínimo.
- Los ensayos de deformación permanente en materiales estabilizados con asfalto se recomiendan que se apliquen hasta 1 000 000 de repeticiones de carga o hasta que falle el material. De esta forma se podrá observar, para niveles de esfuerzo altos, todo el comportamiento del material ante la deformación permanente, desde la postcompactación hasta el flujo terciario donde el material colapsa.
- Los ensayos de deformación permanente se pueden realizar con equipo neumático, de menor costo que uno hidráulico, que está diseñado para realizar ensayos prolongados de forma segura. El equipo hidráulico utilizado en la investigación tiene la limitante de que el fluido hidráulico se sobrecalienta con ensayos extensos, lo cual no es seguro y podría dañar el equipo.
- Al ser ensayos tan extensos sería viable realizar ensayos triaxiales de deformación permanente de carga repetida multietapa (MS RLT). Los ensayos MS RLT aplican varias secuencias de esfuerzos a un mismo espécimen de ensayo con las ventajas de incluir el efecto del historial de esfuerzos, reducir el tiempo de ensayo, estudiar la influencia de varios niveles de esfuerzo y reducir la dispersión experimental.

- Con base a la experiencia generada con la investigación, en la Tabla 40 se muestran los niveles de esfuerzo que se podrían emplear para evaluar el desempeño por deformación permanente en materiales estabilizados con asfalto. Se puede implementar para ensayos triaxiales de carga repetida de una sola etapa (SS RLT) o multietapa (MS RLT). Para ensayos SS RLT se recomienda aplicar al menos 1 000 000 de repeticiones de carga o hasta que el material falle. Para ensayos MS RLT, y utilizando todas las secuencias de ensayo, se recomienda aplicar al menos 70 000 repeticiones de carga. Los niveles de esfuerzo propuestos consideran las presiones de confinamiento del procedimiento de ensayo NCHRP 1-28 A (NCHRP, 2004), con lo cual se requiere un menor esfuerzo desviador para alcanzar relaciones de esfuerzo desviador más altas, disminuyendo la capacidad requerida del equipo de ensayo.

Tabla 40

Secuencias de esfuerzo para el ensayo de deformación permanente para BSM

Secuencia de ensayo	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo de contacto (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (q) (kPa)	Promedio de esfuerzos (p) (kPa)	q/p
1-1	20,7	4,1	62,1	41,4	1,5
1-2	41,4	8,3	124,2	82,8	1,5
1-3	69,0	13,8	206,9	138,0	1,5
1-4	103,5	20,7	310,5	207,0	1,5
1-5	138,0	27,6	413,9	276,0	1,5
2-1	20,7	4,1	107,3	56,5	1,9
2-2	41,4	8,3	214,5	112,9	1,9
2-3	69,0	13,8	357,5	188,2	1,9
2-4	103,5	20,7	536,3	282,3	1,9
2-5	138,0	27,6	715,0	376,3	1,9
3-1	20,7	4,1	203,9	88,7	2,3
3-2	41,4	8,3	407,9	177,4	2,3
3-3	69,0	13,8	679,8	295,6	2,3
3-4	103,5	20,7	1019,7	443,4	2,3
3-5	138,0	27,6	1359,7	591,2	2,3

- Para futuros estudios de deformación permanente y módulo resiliente en materiales estabilizados con asfalto se recomienda considerar, a parte de los considerados en esta investigación, los siguientes factores: un rango más amplio de contenidos de humedad, porcentaje de compactación, más tipos de materiales y contenidos de RAP, para generar

modelos constitutivos y funciones de transferencia más robustos estadísticamente y que sean más representativos del comportamiento de en una estructura de pavimento real.

REFERENCIAS

- AASHTO. (1993). *Guide for design of pavements structures*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2015). *Mechanistic-empirical pavement design guide*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2017). *T 307-99 (2017) Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2020). *Mechanistic-empirical pavement design guide*. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AENOR. (2008). *UNE-EN 13286-7. Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. Parte 7: Ensayo triaxial con carga cíclica para mezclas sin ligante*. Madrid: Asociación Española de Normalización y Certificación.
- ARA. (2004). *Guide for the mechanistic empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Final report, NCHRP Project 1-37A*. Washington D.C.: Transportation Research Board.
- Araya, C. (2015). *Desarrollo de modelos de deformación permanente para materiales granulares y suelos (Tesis de licenciatura)*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Arias, E. (2020). *Propuesta para una guía de diseño mecánica-empírica para pavimentos flexibles y semi-rígidos de Costa Rica [Tesis de maestría]*. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Asphalt Academy. (2009). *Technical guideline: bitumen stabilised materials* (Vol. 2). Pretoria: Asphalt Academy.
- Asphalt Institute. (2008). *MS-19 Basic Asphalt Emulsion Manual*. Lexington: Asphalt Institute.
- Barksdale, R. (1972). Laboratory evaluation of rutting in base coarse materials. *Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, 161-174.

- Barksdale, R., & Hicks, R. (1973). Evaluation of materials for granular base courses. *3er Interamerican Conference on Materials Technology* (pp. 134-143). Rio de Janeiro, Brasil: Interamerican Conference on Materials Technology.
- Bierman, C. (2018). *A design function for bitumen stabilised material performance based on laboratory and field evaluation (Tesis de maestría)*. Stellenbosch: Stellenbosch University.
- Collings, D., & Jenkins, k. (2011). The long-term behaviour of bitumen stabilised materials. *10th Conference on asphalt pavements for South Africa*.
- Dal Ben, M. (2014). *Resilient response and performance of BSMs with foam incorporating reclaimed asphalt (Tesis de doctorado)*. Stellenbosch: University of Stellenbosch.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México, D.F.: Cengage Learning Editores, S.A.
- Dawson, A., & Wellner, F. (1999). *Plastic behaviour of granular materials*. Nottingham: University of Nottingham.
- Dragos et al. (2004). *Harmonized resilient modulus test method for unbound pavement materials*. Washington, D.C.: Journal of the Transportation Research Board. doi:10.3141/1874-04
- Dunlap, W. (1963). *Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials. Technical Report 1, Project 2-8-62-27*. College Station: Texas Transportation Institute, Texas A&M University.
- Ebels, L. (2008). *Characterisation of material properties and behaviour of cold bituminous mixtures for road pavements (Tesis de doctorado)*. Stellebosch: Stellenbosch University.
- Englund, J. (2011). *Analyses of Resilient Behavior of Unbound Materials for the Purpose of Predicting Permanent Deformation Behavior (tesis de doctorado)*. Gothenburg: University of Technology Chalmers.
- Erlingsson, S., & Rahman, M. (2013). Evaluation of Permanent deformation characteristics of unbound granular materials by means of multistage repeated-load triaxial tests. *Journal of the Transportation Research Board*, 11-19. doi:DOI: 10.3141/2369-02

- Gidel et al. (2001). A new approach for investigating the permanent deformation behaviour of unbound granular material using the repeated loading triaxial apparatus. *Bulletin des Laboratoires et Chaussées*, 5-21.
- Gu et al. (2016). Development of a new mechanistic empirical rutting model for unbound granular material. *Journal of Materials in Civil Engineering*. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001555.
- Guatimosim et al. (2016). Laboratory and field evaluation of cold recycling mixture with foamed asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, 385-399. doi:10.1080/14680629.2016.1261726
- Gujarati, D., & Porter, D. (2009). *Econometría*. México, D.F.: McGraw-Hill Interamericana Editores, S.A de C.V.
- Hicks, R., & Monismith, C. (1971). Factors influencing the resilient modulus of granular materials. *Transportation Research Board*, 345, 15-31.
- Holicky, M. (2013). *Introduction for probability and statistics for engineers*. Prague: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Huang, Y. (2004). *Pavement analysis and design*. New Jersey: Pearson Education, Inc.
- Huurman, M. (1997). *Permanent deformation in concrete block pavements (Tesis de doctorado)*. Delf: Delft University of Technology.
- Jenkins, K. (2019). Improved performance evaluation of bitumen stabilised materials in the laboratory. *Proceedings of the World Conference on Pavement and Asset Management* (pp. 513-522). Londres: CRC Press. doi:https://doi.org/10.1201/9780429264702
- Jenkins, K. (2000). *Mix design considerations for cold and half warm bituminous mixes with emphasis on foam bitumen [Tesis de doctorado]*. Stellenbosch: University of Stellenbosch.
- Jenkins, K. (2012). Cracking behaviour of bitumen stabilised materials (BSMs): is there such a thing? *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements* (pp. 1007-1015). London: Springer.

- Jenkins, K., & Johns, F. (2021). Reconciling the structural design of bitumen stabilised materials – heuristic versus mechanistic empirical models. *Road Materials and Pavement Design*, 2113-2130. doi:10.1080/14680629.2021.1880963
- Jenkins, K., Long, F., & Ebels, L. (2007). Foamed bitumen mixes equals shear performance? *International Journal of Pavement Engineering*, 85-98.
- Jiménez, M. (2009). *Implementación del ensayo de módulo resiliente en bases granulares para pavimentos*. San José: LanammeUCR.
- Kelfkens, R. (2008). *Vibratory hammer compaction of bitumen stabilized materials [Tesis de maestría]*. Stellenbosch: University of Stellenbosch.
- Kuchiishi et al. (2021). Impact of nonlinear elastic behavior of foamed asphalt stabilized mixes on pavement structural performance. *Journal of Materials in Civil Engineering. American Society of Civil Engineers*. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003919.
- Leiva et al. (2016). Development and Calibration of Permanent Deformation Models. *5th International Conference on Accelerated Pavement Testing* (pp. 573-587). San José: Springer International. doi:10.1007/978-3-319-42797-3
- Lekarp, F. (1999). *Resilient and Permanent Deformation Behavior of Unbound Aggregates under Repeated Loading (Tesis de doctorado)*. Estocolmo: Royal Institute of Technology (KTH).
- Lekarp, F., & Dawson, A. (1997). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*, XII, 9-18. doi:10.1016/S0950-0618(97)00078-0
- Long, F., & Theyse, H. (2004). Mechanistic-empirical structural design models for foamed and emulsified bitumen treated materials. *Proceedings of the 8th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa*.
- Lytton et al. (1993). *Development and validation of performance prediction models and specifications for asphalt binders and paving mixes*. Washington, D.C.: Strategic Highway Research Program.
- MEIC. (2004). *RTCA 75.01.22:04. Productos de petróleo. Asfalto. Especificaciones*. San José: Ministerio de Economía, Industria y Comercio.

- Montgomery, D., & Runger, G. (2003). *Applied statistics and probability for engineers*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Moossazadeh, J., & Witczak, M. (1981). Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behavior. *Transportation Research Board*, 9-17.
- Múnera, J., & Aguiar, J. (2020). Estimación del módulo resiliente para materiales granulares de Costa Rica. *Revista Infraestructura Vial*, 21, 12-20. doi:10.15517/iv.v21i37.42614
- NCHRP. (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design Guide of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Illinois: National Research Council, Transportation Research Program.
- NCHRP. (2004). *Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design*. Washington, D.C.: National Cooperative Highway Research Program.
- NCHRP. (2006). *Changes to the mechanistic-empirical pavement design guide*. Washington, D.C.: National Cooperative Highway Research Program.
- Perez, A., & Salas, G. (2020). *Titullo*. San Jose: aaaa.
- Pezo, R. (1993). *A general method of reporting resilient modulus tests of soils. A pavement engineer's point of view*. Washington, D.C.: Transportation Research Board.
- Popov, E. (1990). *Engineering mechanics of solids*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- Rahman, M. (2015). *Characterising the deformation behaviour of unbound granular materials in pavement structures (Tesis de doctorado)*. Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Rahman, M., & Erlingsson, S. (2016). Modelling the moisture dependent permanent deformation behavior of unbound granular materials. *International Conference on Transportation Geotechnics* (pp. 921-928). Guimarães: Elsevier.
- Rahman, M., & Vargas-Nordcbeck, A. (2019). Effect of thin overlays on the structural performance of cold recycled bases for high traffic volume roads. *International Airfield and Highway Pavements Conference* (pp. 198-207). Chicago, Illinois: American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/9780784482452.020
- Rondón, H., & Reyes, F. (2009). Deformación permanente de materiales granulares en pavimentos flexibles: estado del conocimiento. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 71-94.

- Sabita. (2020). *Technical guideline: bitumen stabilised materials*. Cape Town: Southern African Bitumen Association (Sabita).
- Tseng, K., & Lytton, R. (1989). Prediction of Permanent Deformation in Flexible Pavement Materials. In ASTM, *Implication of aggregates in the design, construction, and performance of flexible pavements* (pp. 154-172). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Twagira, E. (2010). *Influence of durability properties on performance of bitumen stabilized materials (Tesis de doctorado)*. Stellenbosch: Stellenbosch University.
- Ulloa, A., & Múnera, J. (2018b). *Metodología de diseño para materiales granulares estabilizados con asfalto espumado*. San José: LanammeUCR.
- Ulloa, A., & Múnera, J. (2020). *Guía de diseño para materiales estabilizados con asfalto*. San José: LanammeUCR.
- Van Niekerk et al. (2002). Effect of material quality and compaction on the mechanical behavior of base course materials and pavement performance. *6th International Conference Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields* (pp. 1071-1081). Lisboa: A.A. Balkema Publishers.
- Werkmeister et al. . (2001). Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. *Transportation Research Board*, 1757, 75-81. doi:<https://doi.org/10.3141/1757-09>
- Werkmeister et al. (2004). Design criteria of granular pavement layers. *6th International Symposium on Pavements Unbound* (pp. 209-218). Nottingham: Taylor & Francis Group.
- Werkmeister, S. (2003). *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions (Tesis de doctorado)*. Dresden: University of Technology.
- Wirtgen. (2004). *Manual de Reciclado en Frío* (2 ed.). Windhagen, Alemania: Wirtgen.
- Wirtgen. (2012). *Cold recycling manual*. Windhagen, Germany: Wirtgen GmbH.
- Wirtgen. (2017). *BSM cold recycling laboratory handbook*. Windhagen: Wirtgen.
- Witczak, M., & Uzan, J. (1988). *The Universal Airport Design System Report I of IV: Granular Material Characterization*. Maryland: Department of Civil Engineering, University of Maryland.

Wooldridge, J. (2010). *Introducción a la econometría. Un enfoque moderno*. México, D.F.: Cengage Learning Editores, S.A.

APÉNDICE

Apéndice A. Resultados de ensayo de módulo resiliente

Tabla A1.

Resultados de ensayo de módulo resiliente

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
1 Sin acond 100%BG+EA	1	20,7	10,4	73	319390
	2	41,4	20,8	145	370006
	3	69,0	34,8	242	418621
	4	103,5	52,1	363	482467
	5	138,0	69,2	483	563303
	6	20,7	20,8	83	313915
	7	41,4	41,6	166	370549
	8	69,0	69,3	276	444432
	9	103,5	103,7	414	534439
	10	138,0	138,3	552	636749
	11	20,7	41,6	104	325991
	12	41,4	83,1	207	398291
	13	69,0	138,2	345	484020
	14	103,5	207,2	518	613634
	15	138,0	276,3	690	713582
	16	20,7	62,4	125	328256
	17	41,4	124,5	249	406592
	18	69,0	207,0	414	510351
	19	103,5	310,6	621	648911
	20	138,0	414,1	828	753470
	21	20,7	103,8	166	340153
	22	41,4	207,0	331	432424
	23	69,0	345,2	552	563851
	24	103,5	517,5	828	703190
	25	138,0	689,8	1104	835625
	26	20,7	145,0	207	342539
	27	41,4	289,7	414	454897
	28	69,0	483,0	690	596006
	29	103,5	724,6	1035	774521
	30	138,0	966,2	1380	892286

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
2 Sin acond 100%BG+E A	1	20,7	10,5	73	286319
	2	41,4	20,8	145	304974
	3	69,0	34,9	242	344027
	4	103,5	52,1	363	393018
	5	138,0	69,2	483	449838
	6	20,7	20,9	83	271872
	7	41,4	41,6	166	305171
	8	69,0	69,4	276	358506
	9	103,5	103,7	414	447470
	10	138,0	138,2	552	549388
	11	20,7	41,7	104	286051
	12	41,4	82,9	207	353223
	13	69,0	138,4	345	454322
	14	103,5	207,4	518	590233
	15	138,0	276,3	690	695750
	16	20,7	62,4	124	300594
	17	41,4	124,6	249	390370
	18	69,0	207,2	414	513350
	19	103,5	310,1	621	668310
	20	138,0	414,3	828	768720
	21	20,7	103,8	166	336676
	22	41,4	207,3	332	438878
	23	69,0	345,2	552	589521
	24	103,5	517,5	828	736294
	25	138,0	689,9	1104	818108
	26	20,7	145,0	207	346615
	27	41,4	289,8	414	451391
	28	69,0	483,2	690	589738
	29	103,5	724,7	1035	763778
	30	138,0	965,5	1379	828891

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
3 Sin acond 100%BG+E A	1	20,7	10,3	72	235875
	2	41,4	20,7	145	289242
	3	69,0	34,5	242	361537
	4	103,5	52,0	363	443890
	5	138,0	69,2	483	527605
	6	20,7	20,8	83	236106
	7	41,4	41,5	166	314862
	8	69,0	69,0	276	395626
	9	103,5	103,5	414	514437
	10	138,0	138,1	552	642304
	11	20,7	41,4	103	269088
	12	41,4	82,9	207	368083
	13	69,0	138,3	345	503977
	14	103,5	207,4	518	666417
	15	138,0	276,0	690	781703
	16	20,7	62,3	124	301969
	17	41,4	124,3	249	426461
	18	69,0	207,3	414	569146
	19	103,5	310,1	621	735364
	20	138,0	414,1	828	819578
	21	20,7	103,7	166	344439
	22	41,4	207,0	331	469393
	23	69,0	345,2	552	616265
	24	103,5	517,9	828	757210
	25	138,0	690,0	1104	820505
	26	20,7	145,3	207	351910
	27	41,4	289,8	414	457736
	28	69,0	483,0	690	598247
	29	103,5	724,8	1035	758082
	30	138,0	965,9	1380	804368

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
1 Con acond 100%BG+E A	1	20,7	10,8	73	227362
	2	41,4	21,1	145	260630
	3	69,0	35,2	242	318818
	4	103,5	52,3	363	385549
	5	138,0	69,3	483	461304
	6	20,7	21,1	83	209986
	7	41,4	42,0	166	254435
	8	69,0	69,8	277	325241
	9	103,5	104,3	415	425171
	10	138,0	138,9	553	536482
	11	20,7	42,0	104	213693
	12	41,4	83,4	208	289740
	13	69,0	138,6	346	393689
	14	103,5	207,7	518	526159
	15	138,0	276,6	691	631711
	16	20,7	62,6	125	230569
	17	41,4	124,9	249	321918
	18	69,0	207,6	415	434560
	19	103,5	310,8	621	569424
	20	138,0	414,6	829	665737
	21	20,7	103,9	166	258950
	22	41,4	207,4	332	359917
	23	69,0	345,4	552	491403
	24	103,5	518,0	829	630506
	25	138,0	690,5	1104	753243
	26	20,7	145,5	208	279249
	27	41,4	290,0	414	387991
	28	69,0	483,7	691	527160
	29	103,5	725,2	1036	705445
	30	138,0	966,2	1380	844939

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
2 Con acond 100%BG+E A	1	21	10,7	73	280078
	2	41	21,1	145	296472
	3	69	35,3	242	353470
	4	103	52,4	363	424571
	5	138	69,2	483	505661
	6	21	21,1	83	263070
	7	41	42,1	166	318566
	8	69	69,7	277	394324
	9	104	104,2	415	487770
	10	138	138,7	553	598050
	11	21	41,9	104	292254
	12	41	83,4	208	361581
	13	69	138,6	346	459017
	14	103	207,6	518	593930
	15	138	276,7	691	708078
	16	21	62,7	125	313389
	17	41	124,8	249	387570
	18	69	207,5	414	502245
	19	103	310,9	621	650378
	20	138	414,5	829	739313
	21	21	104,1	166	322322
	22	41	207,4	332	422414
	23	69	345,6	553	556950
	24	103	518,2	829	706399
	25	138	690,9	1105	816668
	26	21	145,6	208	334050
	27	41	290,2	414	436633
	28	69	483,8	691	586207
	29	103	724,9	1035	766984
	30	138	966,6	1381	885946

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
3 Con acond 100%BG+E A	1	21	10,8	73	231800
	2	41	21,4	146	241028
	3	69	35,5	242	277292
	4	103	52,6	363	334349
	5	138	69,7	484	411598
	6	21	21,3	83	200695
	7	41	42,2	166	248374
	8	69	70,0	277	312702
	9	103	104,3	415	417200
	10	138	138,9	553	525549
	11	21	42,1	104	227812
	12	41	83,6	208	301306
	13	69	138,6	346	411275
	14	104	207,8	518	551895
	15	138	276,7	691	673110
	16	21	62,8	125	252942
	17	41	125,0	249	353622
	18	69	207,7	415	471906
	19	104	311,1	622	631082
	20	138	414,8	829	731632
	21	21	104,2	166	287183
	22	41	207,5	332	398329
	23	69	345,9	553	547428
	24	103	518,3	829	708501
	25	138	690,3	1104	826182
	26	21	145,7	208	304696
	27	41	290,2	414	427076
	28	69	483,5	691	578181
	29	103	725,3	1036	768383
	30	138	966,8	1381	912405

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
1 Sin acond 50%BG+ 50%RAP+A E	1	21	10	73	232926
	2	41	21	145	270262
	3	69	35	242	326057
	4	103	52	363	392325
	5	138	69	483	482618
	6	21	21	83	237435
	7	41	41	166	301048
	8	69	69	276	379054
	9	104	104	414	480491
	10	138	138	552	598934
	11	21	42	104	276917
	12	41	83	207	350726
	13	69	138	345	449971
	14	104	207	518	584539
	15	138	276	690	694755
	16	21	62	124	295950
	17	41	124	248	379586
	18	69	207	414	493878
	19	104	311	621	618407
	20	138	414	828	719347
	21	21	104	166	321747
	22	41	207	331	420952
	23	69	345	552	543347
	24	104	518	828	675073
	25	138	690	1104	793545
	26	21	145	207	344277
	27	41	290	414	446761
	28	69	483	690	586213
	29	103	724	1034	747193
	30	138	965	1379	853450

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
2 Sin acond 50%BG+ 50%RAP+A E	1	21	10	73	243007
	2	41	21	145	287613
	3	69	35	242	354334
	4	103	52	363	423532
	5	138	69	483	519592
	6	21	21	83	253227
	7	41	42	166	311887
	8	69	69	276	399506
	9	103	104	414	512675
	10	138	138	552	634674
	11	21	41	104	291514
	12	41	83	207	382517
	13	69	138	345	499276
	14	103	208	518	665357
	15	138	276	690	762908
	16	21	62	124	321647
	17	41	125	249	421460
	18	69	208	415	562459
	19	103	311	621	718715
	20	138	414	828	808829
	21	21	103	166	358387
	22	41	207	332	471544
	23	69	345	552	621877
	24	103	518	828	757574
	25	138	690	1103	834969
	26	21	145	207	360486
	27	41	290	414	470383
	28	69	483	690	614460
	29	103	725	1035	775442
	30	138	966	1380	840071

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
3 Sin acond 50%BG+ 50%RAP+A E	1	21	10	73	232374
	2	41	21	145	260945
	3	69	35	242	317432
	4	103	52	363	393661
	5	138	69	483	487664
	6	21	21	83	224105
	7	41	42	166	284287
	8	69	69	276	373620
	9	103	104	414	492174
	10	138	138	552	622870
	11	21	41	104	265253
	12	41	83	207	360789
	13	69	138	345	485246
	14	103	207	518	654668
	15	138	276	690	768972
	16	21	62	124	299108
	17	41	124	249	406817
	18	69	207	414	551223
	19	103	311	621	715368
	20	138	414	828	812521
	21	21	104	166	337255
	22	41	207	331	458081
	23	69	345	552	615566
	24	103	516	827	761880
	25	138	689	1103	841543
	26	21	145	207	346946
	27	41	290	414	463842
	28	69	483	690	618727
	29	103	725	1035	781701
	30	138	966	1380	849826

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
1 Con acond 50%BG+ 50%RAP+A E	1	21	10	73	257134
	2	41	21	145	311288
	3	69	35	242	395825
	4	103	52	362	495093
	5	138	69	483	600465
	6	21	21	83	257023
	7	41	42	166	331092
	8	69	69	276	420154
	9	104	104	414	533935
	10	138	138	552	652030
	11	21	42	104	268235
	12	41	83	207	363116
	13	69	138	345	463552
	14	103	207	518	593393
	15	138	276	690	687824
	16	21	62	124	286510
	17	41	124	249	376559
	18	69	207	414	484168
	19	103	311	621	614657
	20	138	414	828	704442
	21	21	104	166	297432
	22	41	207	331	396280
	23	69	345	552	522194
	24	103	517	828	657540
	25	138	690	1104	764036
	26	21	145	207	307210
	27	41	290	414	415153
	28	69	484	691	553405
	29	103	725	1035	707421
	30	138	965	1379	807490

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
2 Con acond 50%BG+ 50%RAP+A E	1	21	11	73	243490
	2	41	21	145	285324
	3	69	35	242	344530
	4	104	52	362	421283
	5	138	69	483	515175
	6	21	21	83	240188
	7	41	42	166	307613
	8	69	69	276	371699
	9	104	104	414	462648
	10	138	138	552	570472
	11	21	42	104	262351
	12	41	83	207	321326
	13	69	138	345	398163
	14	104	207	518	518891
	15	138	276	690	615723
	16	21	62	124	264083
	17	41	125	249	328604
	18	69	207	414	423597
	19	104	311	621	549070
	20	138	414	828	647019
	21	21	104	166	270033
	22	41	207	331	353248
	23	69	345	552	468955
	24	104	518	828	608171
	25	138	690	1104	724567
	26	21	145	207	278554
	27	41	290	414	379531
	28	69	483	690	513669
	29	104	724	1035	668546
	30	138	966	1380	787197

Espécimen	Secuencia	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	Invariante de esfuerzos (kPa)	Módulo resiliente (kPa)
3 Con acond 50%BG+ 50%RAP+A E	1	21	10	73	299309
	2	41	21	145	368656
	3	69	35	242	451568
	4	103	52	362	558009
	5	138	69	483	654770
	6	21	21	83	280433
	7	41	41	166	365963
	8	69	69	276	459491
	9	103	104	414	577730
	10	138	138	552	697983
	11	21	41	104	290914
	12	41	83	207	374344
	13	69	138	345	491445
	14	103	207	517	639932
	15	138	276	690	735103
	16	21	62	124	289671
	17	41	124	248	386750
	18	69	207	414	514447
	19	103	310	621	662932
	20	138	415	829	752778
	21	21	104	166	300521
	22	41	207	331	411447
	23	69	345	552	552923
	24	103	518	828	690625
	25	138	691	1105	805234
	26	21	145	207	312028
	27	41	290	414	429586
	28	69	483	690	578626
	29	104	724	1034	745298
	30	138	966	1380	835148

Apéndice B. Resultados de ensayo de deformación permanente

Tabla B.1

Resultados de ensayo de deformación permanente

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
1 100%BG+EA DSR 0,04	1	50,0	70,2	0,0017
	11	50,0	71,8	0,0081
	21	50,0	71,9	0,0103
	51	50,0	71,8	0,0132
	101	50,0	71,7	0,0156
	201	50,0	71,6	0,0180
	401	50,0	71,8	0,0210
	1 001	50,0	71,7	0,0262
	2 501	50,0	71,8	0,0316
	4 997	50,0	71,2	0,0330
	5 001	50,0	71,2	0,0330
	5 011	50,0	71,8	0,0331
	5 021	50,0	71,9	0,0331
	5 051	50,0	71,6	0,0330
	5 101	50,0	71,8	0,0331
	5 201	50,0	71,9	0,0329
	5 401	50,0	71,9	0,0328
	6 001	50,0	71,8	0,0333
	7 501	50,0	71,6	0,0332
	9 997	50,0	71,0	0,0331
	10 001	50,0	71,5	0,0331
	10 011	50,0	71,7	0,0332
	10 021	50,0	71,7	0,0331
	10 051	50,0	71,8	0,0332
	10 101	50,0	71,6	0,0332
	10 201	50,0	71,5	0,0332
	10 401	50,0	71,7	0,0332
	11 001	50,0	71,5	0,0338
	12 501	50,0	71,6	0,0345
	15 001	50,0	72,0	0,0358

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
2 100%BG+EA DSR 0,08	1	100,0	141,1	0,0047
	11	100,0	143,3	0,0179
	21	100,0	143,5	0,0219
	51	100,0	143,4	0,0277
	101	100,0	143,1	0,0318
	201	100,0	143,1	0,0356
	401	100,0	143,6	0,0389
	1 001	100,0	143,4	0,0425
	2 501	100,0	143,4	0,0456
	4 997	100,0	142,7	0,0481
	5 001	100,0	142,7	0,0481
	5 011	100,0	143,6	0,0482
	5 021	100,0	143,9	0,0481
	5 051	100,0	143,1	0,0482
	5 101	100,0	143,7	0,0482
	5 201	100,0	143,6	0,0483
	5 401	100,0	143,6	0,0484
	6 001	100,0	143,5	0,0488
	7 501	100,0	143,6	0,0496
	9 997	100,0	142,6	0,0508
	10 001	100,0	143,6	0,0509
	10 011	100,0	143,8	0,0508
	10 021	100,0	143,6	0,0508
	10 051	100,0	143,4	0,0510
	10 101	100,0	143,8	0,0509
	10 201	100,0	143,7	0,0510
	10 401	100,0	143,3	0,0510
	11 001	100,0	143,7	0,0512
	12 501	100,0	143,7	0,0518
	15 001	100,0	143,4	0,0528

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
3 100%BG+EA DSR 0,06	1	150,0	212,9	0,0051
	11	150,0	215,1	0,0237
	21	150,0	214,7	0,0301
	51	150,0	215,2	0,0388
	101	150,0	215,0	0,0453
	201	150,0	215,4	0,0510
	401	150,0	215,6	0,0556
	1 001	150,0	215,5	0,0602
	2 501	150,0	215,3	0,0636
	4 997	150,0	215,3	0,0678
	5 001	150,0	215,0	0,0679
	5 011	150,0	215,0	0,0679
	5 021	150,0	215,0	0,0678
	5 051	150,0	215,1	0,0679
	5 101	150,0	214,9	0,0679
	5 201	150,0	215,1	0,0681
	5 401	150,0	215,4	0,0684
	6 001	150,0	215,0	0,0691
	7 501	150,0	214,6	0,0707
	9 997	150,0	214,2	0,0724
	10 001	150,0	214,2	0,0724
	10 011	150,0	215,6	0,0726
	10 021	150,0	215,5	0,0726
	10 051	150,0	214,7	0,0725
	10 101	150,0	215,1	0,0726
	10 201	150,0	215,3	0,0724
	10 401	150,0	215,3	0,0726
	11 001	150,0	215,2	0,0725
	12 501	150,0	215,2	0,0733
	15 001	150,0	215,4	0,0737

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
4 100%BG+EA DSR 0,07	1	50,0	141,8	0,0053
	11	50,0	144,2	0,0213
	21	50,0	144,3	0,0294
	51	50,0	144,4	0,0350
	101	50,0	144,4	0,0392
	201	50,0	144,4	0,0435
	401	50,0	144,4	0,0477
	1 001	50,0	144,4	0,0516
	2 501	50,0	144,3	0,0536
	4 997	50,0	144,4	0,0559
	5 001	50,0	143,4	0,0558
	5 011	50,0	144,4	0,0557
	5 021	50,0	144,5	0,0559
	5 051	50,0	144,2	0,0559
	5 101	50,0	144,2	0,0559
	5 201	50,0	144,2	0,0558
	5 401	50,0	144,4	0,0559
	6 001	50,0	144,2	0,0561
	7 501	50,0	144,3	0,0564
	9 997	50,0	144,7	0,0572
	10 001	50,0	143,5	0,0571
	10 011	50,0	144,7	0,0571
	10 021	50,0	144,4	0,0572
	10 051	50,0	144,3	0,0571
	10 101	50,0	144,1	0,0570
	10 201	50,0	144,3	0,0571
	10 401	50,0	144,7	0,0571
	11 001	50,0	144,7	0,0576
	12 501	50,0	144,8	0,0575
	15 001	50,0	144,8	0,0575

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
5 100%BG+EA DSR 0,12	1	100,0	287,5	0,0046
	11	100,0	288,2	0,0218
	21	100,0	288,5	0,0301
	51	100,0	288,6	0,0378
	101	100,0	289,0	0,0466
	201	100,0	288,1	0,0530
	401	100,0	287,8	0,0585
	1 001	100,0	287,5	0,0648
	2 501	100,0	288,7	0,0697
	4 997	100,0	288,5	0,0729
	5 001	100,0	289,8	0,0728
	5 011	100,0	287,6	0,0728
	5 021	100,0	288,8	0,0729
	5 051	100,0	288,3	0,0731
	5 101	100,0	288,1	0,0731
	5 201	100,0	288,3	0,0733
	5 401	100,0	288,5	0,0733
	6 001	100,0	287,7	0,0738
	7 501	100,0	288,3	0,0750
	9 997	100,0	288,4	0,0761
	10 001	100,0	288,8	0,0761
	10 011	100,0	287,9	0,0762
	10 021	100,0	288,4	0,0764
	10 051	100,0	288,7	0,0761
	10 101	100,0	288,5	0,0762
	10 201	100,0	288,8	0,0761
	10 401	100,0	288,8	0,0763
	11 001	100,0	287,8	0,0776
	12 501	100,0	287,9	0,0803
	15 001	100,0	287,9	0,0803

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
6 100%BG+EA DSR 0,16	1	150,0	435,3	0,0059
	11	150,1	432,8	0,0359
	21	150,0	432,8	0,0494
	51	150,0	431,8	0,0658
	101	150,0	433,0	0,0805
	201	150,0	432,7	0,0918
	401	150,0	432,3	0,1003
	1 001	150,0	433,3	0,1088
	2 501	150,0	432,1	0,1180
	4 997	150,0	432,0	0,1235
	5 001	150,0	438,6	0,1233
	5 011	150,0	432,7	0,1236
	5 021	150,0	433,1	0,1236
	5 051	150,0	431,6	0,1234
	5 101	150,0	433,1	0,1233
	5 201	150,0	433,4	0,1238
	5 401	150,0	432,5	0,1244
	6 001	150,0	432,8	0,1256
	7 501	150,0	433,0	0,1273
	9 997	150,0	432,1	0,1296
	10 001	150,0	437,1	0,1293
	10 011	150,0	432,6	0,1294
	10 021	150,0	433,2	0,1296
	10 051	150,0	432,4	0,1296
	10 101	150,0	432,5	0,1296
	10 201	150,0	432,6	0,1299
	10 401	150,0	432,2	0,1300
	11 001	150,0	432,6	0,1305
	12 501	150,0	432,5	0,1314
	15 001	150,0	432,5	0,1314

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
7 100%BG+EA DSR 0,15	1	50,0	287,1	0,0050
	11	50,0	287,0	0,0241
	21	50,0	286,8	0,0327
	51	50,0	287,2	0,0415
	101	50,0	287,3	0,0492
	201	50,0	287,2	0,0566
	401	50,0	287,3	0,0632
	1 001	50,0	287,1	0,0725
	2 501	50,0	287,2	0,0798
	4 997	50,0	286,8	0,0862
	5 001	50,0	288,5	0,0859
	5 011	50,0	287,3	0,0860
	5 021	50,0	287,0	0,0862
	5 051	50,0	286,9	0,0862
	5 101	50,0	287,3	0,0861
	5 201	50,0	287,4	0,0865
	5 401	50,0	287,4	0,0867
	6 001	50,0	287,4	0,0880
	7 501	50,0	287,5	0,0897
	9 997	50,0	287,2	0,0924
	10 001	50,0	288,8	0,0922
	10 011	50,0	287,1	0,0924
	10 021	50,0	287,4	0,0924
	10 051	50,0	286,3	0,0925
	10 101	50,0	287,0	0,0924
	10 201	50,0	287,2	0,0928
	10 401	50,0	287,4	0,0928
	11 001	50,0	287,6	0,0937
	12 501	50,0	287,2	0,0955
	15 001	50,0	287,2	0,0955

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
8 100%BG+EA DSR 0,25	1	100,0	553,3	0,0098
	11	100,0	573,0	0,0405
	21	100,0	573,5	0,0550
	51	100,0	573,8	0,0703
	101	100,0	573,9	0,0836
	201	100,0	573,7	0,0953
	401	100,0	574,1	0,1060
	1 001	100,0	573,2	0,1191
	2 501	100,0	573,6	0,1307
	4 997	100,0	574,2	0,1392
	5 001	100,0	581,7	0,1390
	5 011	100,0	572,3	0,1391
	5 021	100,0	573,7	0,1393
	5 051	100,0	574,2	0,1394
	5 101	100,0	573,9	0,1396
	5 201	100,0	573,3	0,1398
	5 401	100,0	574,4	0,1404
	6 001	100,0	574,0	0,1418
	7 501	100,0	573,7	0,1446
	9 997	100,0	573,9	0,1482
	10 001	100,0	580,8	0,1479
	10 011	100,0	574,1	0,1482
	10 021	100,0	573,3	0,1482
	10 051	100,0	572,2	0,1482
	10 101	100,0	573,3	0,1485
	10 201	100,0	572,8	0,1485
	10 401	100,0	572,6	0,1487
	11 001	100,0	574,3	0,1499
	12 501	100,0	574,0	0,1515
	15 001	100,0	574,0	0,1515

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
9 100%BG+EA DSR 0,32	1	150,0	842,7	0,0212
	11	150,0	860,4	0,0676
	21	150,0	859,6	0,0826
	51	150,0	860,5	0,1038
	101	150,0	859,8	0,1200
	201	150,0	859,6	0,1353
	401	150,0	860,6	0,1480
	1 001	150,0	860,0	0,1628
	2 501	150,0	860,2	0,1761
	4 997	150,0	860,5	0,1852
	5 001	150,0	859,9	0,1851
	5 011	150,0	860,3	0,1851
	5 021	150,0	859,9	0,1852
	5 051	150,0	860,4	0,1852
	5 101	150,0	859,9	0,1854
	5 201	150,0	860,1	0,1856
	5 401	150,0	860,4	0,1860
	6 001	150,0	859,8	0,1874
	7 501	150,0	860,5	0,1900
	9 997	150,0	837,0	0,1930
	10 001	150,0	837,0	0,1930
	10 011	150,0	860,3	0,1932
	10 021	150,0	859,9	0,1933
	10 051	150,0	860,6	0,1933
	10 101	150,0	860,3	0,1934
	10 201	150,0	860,1	0,1935
	10 401	150,0	860,8	0,1937
	11 001	150,0	860,0	0,1943
	12 501	150,0	860,6	0,1957
	15 001	150,0	860,9	0,1976

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
10 100%BG+EA DSR 0,22	1	50,0	428,5	0,0042
	11	50,0	427,2	0,0369
	21	50,0	427,3	0,0528
	51	50,0	426,4	0,0709
	101	50,0	426,1	0,0869
	201	50,0	426,1	0,1003
	401	50,0	426,4	0,1139
	1 001	50,0	426,8	0,1297
	2 501	50,0	427,7	0,1439
	4 997	50,0	426,2	0,1542
	5 001	50,0	427,6	0,1541
	5 011	50,0	427,3	0,1541
	5 021	50,0	427,9	0,1542
	5 051	50,0	426,8	0,1542
	5 101	50,0	427,7	0,1545
	5 201	50,0	427,2	0,1548
	5 401	50,0	427,8	0,1553
	6 001	50,0	427,1	0,1566
	7 501	50,0	427,2	0,1593
	9 997	50,0	427,0	0,1637
	10 001	50,0	427,4	0,1639
	10 011	50,0	426,6	0,1638
	10 021	50,0	427,2	0,1638
	10 051	50,0	426,4	0,1638
	10 101	50,0	427,3	0,1638
	10 201	50,0	427,6	0,1641
	10 401	50,0	426,6	0,1638
	11 001	50,0	427,3	0,1644
	12 501	50,0	427,5	0,1655
	15 001	50,0	427,5	0,1655

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
11 100%BG+EA DSR 0,37	1	100,0	804,0	0,0176
	11	100,0	856,1	0,0648
	21	100,0	853,7	0,0859
	51	100,0	853,7	0,1082
	101	100,0	853,6	0,1262
	201	100,0	853,3	0,1422
	401	100,0	852,8	0,1567
	1 001	100,0	853,3	0,1741
	2 501	100,0	852,5	0,1901
	4 997	100,0	853,0	0,2015
	5 001	100,0	852,9	0,2014
	5 011	100,0	853,4	0,2013
	5 021	100,0	852,7	0,2017
	5 051	100,0	853,4	0,2019
	5 101	100,0	852,9	0,2018
	5 201	100,0	853,1	0,2024
	5 401	100,0	853,3	0,2028
	6 001	100,0	852,8	0,2042
	7 501	100,0	853,2	0,2081
	9 997	100,0	853,0	0,2130
	10 001	100,0	853,3	0,2129
	10 011	100,0	853,3	0,2129
	10 021	100,0	853,5	0,2131
	10 051	100,0	853,6	0,2132
	10 101	100,0	852,7	0,2129
	10 201	100,0	853,2	0,2135
	10 401	100,0	853,0	0,2136
	11 001	100,0	852,7	0,2144
	12 501	100,0	852,8	0,2160
	15 001	100,0	852,8	0,2160

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
1 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,08	1	50,0	142,5	0,0036
	11	50,0	144,6	0,0139
	21	50,0	144,5	0,0187
	51	50,0	144,1	0,0234
	101	50,0	144,6	0,0276
	201	50,0	144,5	0,0317
	401	50,0	144,5	0,0357
	1 001	50,0	144,5	0,0401
	2 501	50,0	144,2	0,0444
	4 997	50,0	144,5	0,0473
	5 001	50,0	144,0	0,0473
	5 011	50,0	144,5	0,0473
	5 021	50,0	144,3	0,0474
	5 051	50,0	144,4	0,0474
	5 101	50,0	144,2	0,0473
	5 201	50,0	144,5	0,0474
	5 401	50,0	144,4	0,0476
	6 001	50,0	144,2	0,0483
	7 501	50,0	144,1	0,0493
	9 997	50,0	144,3	0,0503
	10 001	50,0	144,3	0,0504
	10 011	50,0	144,3	0,0503
	10 021	50,0	144,1	0,0504
	10 051	50,0	144,3	0,0505
	10 101	50,0	144,2	0,0506
	10 201	50,0	144,2	0,0506
	10 401	50,0	144,3	0,0506
	11 001	50,0	144,3	0,0508
	12 501	50,0	144,2	0,0512
	15 001	50,0	144,2	0,0512

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
2 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,15	1	100,0	286,0	0,0045
	11	100,0	288,1	0,0212
	21	100,0	288,6	0,0296
	51	100,0	288,4	0,0385
	101	100,0	288,2	0,0463
	201	100,0	288,1	0,0535
	401	100,0	288,5	0,0592
	1 001	100,0	287,9	0,0644
	2 501	100,0	288,0	0,0693
	4 997	100,0	288,1	0,0746
	5 001	100,0	288,1	0,0746
	5 011	100,0	287,6	0,0746
	5 021	100,0	288,2	0,0747
	5 051	100,0	288,1	0,0747
	5 101	100,0	287,9	0,0748
	5 201	100,0	289,2	0,0747
	5 401	100,0	288,5	0,0752
	6 001	100,0	287,9	0,0763
	7 501	100,0	288,2	0,0777
	9 997	100,0	288,5	0,0795
	10 001	100,0	287,8	0,0794
	10 011	100,0	288,4	0,0794
	10 021	100,0	287,3	0,0793
	10 051	100,0	288,0	0,0794
	10 101	100,0	288,2	0,0796
	10 201	100,0	288,5	0,0795
	10 401	100,0	288,4	0,0799
	11 001	100,0	288,6	0,0801
	12 501	100,0	288,8	0,0810
	15 001	100,0	288,8	0,0810

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
3 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,19	1	150,0	431,3	0,0075
	11	150,0	433,1	0,0312
	21	150,0	433,0	0,0425
	51	150,0	432,1	0,0541
	101	150,0	432,4	0,0641
	201	150,0	432,4	0,0732
	401	150,0	431,8	0,0817
	1 001	150,0	432,2	0,0912
	2 501	150,0	432,4	0,1006
	4 997	150,0	432,8	0,1072
	5 001	150,0	432,8	0,1072
	5 011	150,0	432,8	0,1073
	5 021	150,0	431,8	0,1073
	5 051	150,0	432,0	0,1073
	5 101	150,0	432,7	0,1074
	5 201	150,0	432,4	0,1075
	5 401	150,0	432,5	0,1079
	6 001	150,0	432,1	0,1091
	7 501	150,0	431,8	0,1109
	9 997	150,0	432,5	0,1135
	10 001	150,0	432,0	0,1136
	10 011	150,0	431,9	0,1136
	10 021	150,0	432,0	0,1136
	10 051	150,0	432,5	0,1137
	10 101	150,0	433,2	0,1136
	10 201	150,0	433,1	0,1137
	10 401	150,0	433,0	0,1137
	11 001	150,0	432,5	0,1140
	12 501	150,0	432,1	0,1150
	15 001	150,0	432,1	0,1150

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
4 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,12	1	50,0	198,5	0,0037
	11	50,0	201,3	0,0174
	21	50,0	201,6	0,0236
	51	50,0	201,8	0,0298
	101	50,0	201,5	0,0349
	201	50,0	201,7	0,0390
	401	50,0	201,7	0,0424
	1 001	50,0	201,2	0,0477
	2 501	50,0	201,7	0,0532
	4 997	50,0	202,1	0,0570
	5 001	50,0	201,7	0,0572
	5 011	50,0	201,7	0,0572
	5 021	50,0	201,9	0,0571
	5 051	50,0	201,7	0,0572
	5 101	50,0	202,2	0,0572
	5 201	50,0	202,2	0,0572
	5 401	50,0	201,8	0,0574
	6 001	50,0	201,9	0,0580
	7 501	50,0	201,9	0,0595
	9 997	50,0	201,6	0,0610
	10 001	50,0	201,4	0,0611
	10 011	50,0	201,6	0,0611
	10 021	50,0	202,1	0,0611
	10 051	50,0	202,0	0,0613
	10 101	50,0	201,7	0,0611
	10 201	50,0	201,6	0,0612
	10 401	50,0	201,5	0,0612
	11 001	50,0	202,1	0,0617
	12 501	50,0	202,0	0,0623
	15 001	50,0	202,0	0,0623

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
5 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,20	1	100,0	403,2	0,0075
	11	100,0	403,3	0,0325
	21	100,0	403,4	0,0447
	51	100,0	402,9	0,0571
	101	100,0	403,6	0,0682
	201	100,0	404,1	0,0789
	401	100,0	403,7	0,0889
	1 001	100,0	402,9	0,1008
	2 501	100,0	402,4	0,1108
	4 997	100,0	402,5	0,1188
	5 001	100,0	403,5	0,1187
	5 011	100,0	402,5	0,1187
	5 021	100,0	403,4	0,1188
	5 051	100,0	403,2	0,1188
	5 101	100,0	403,5	0,1190
	5 201	100,0	404,4	0,1193
	5 401	100,0	403,0	0,1198
	6 001	100,0	403,3	0,1210
	7 501	100,0	403,2	0,1235
	9 997	100,0	403,8	0,1270
	10 001	100,0	402,8	0,1271
	10 011	100,0	403,0	0,1272
	10 021	100,0	403,1	0,1272
	10 051	100,0	403,7	0,1271
	10 101	100,0	403,5	0,1272
	10 201	100,0	402,3	0,1272
	10 401	100,0	402,8	0,1272
	11 001	100,0	403,1	0,1279
	12 501	100,0	403,1	0,1293
	15 001	100,0	403,1	0,1293

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
6 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,27	1	150,0	607,4	0,0141
	11	150,0	605,5	0,0565
	21	150,0	605,1	0,0766
	51	150,0	604,5	0,0969
	101	150,0	604,7	0,1130
	201	150,0	603,8	0,1268
	401	150,0	605,5	0,1395
	1 001	150,0	605,1	0,1524
	2 501	150,0	605,4	0,1617
	4 997	150,0	604,9	0,1700
	5 001	150,0	604,8	0,1699
	5 011	150,0	604,6	0,1698
	5 021	150,0	605,8	0,1702
	5 051	150,0	605,4	0,1701
	5 101	150,0	605,0	0,1703
	5 201	150,0	605,8	0,1706
	5 401	150,0	605,2	0,1711
	6 001	150,0	605,1	0,1724
	7 501	150,0	604,6	0,1760
	9 997	150,0	604,4	0,1803
	10 001	150,0	604,8	0,1805
	10 011	150,0	604,0	0,1804
	10 021	150,0	605,4	0,1803
	10 051	150,0	605,9	0,1804
	10 101	150,0	605,3	0,1804
	10 201	150,0	605,4	0,1806
	10 401	150,0	606,0	0,1809
	11 001	150,0	604,2	0,1819
	12 501	150,0	604,7	0,1832
	15 001	150,0	604,7	0,1832

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
7 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,17	1	50,0	284,1	0,0050
	11	50,0	287,1	0,0214
	21	50,0	287,2	0,0289
	51	50,0	286,9	0,0372
	101	50,0	286,7	0,0447
	201	50,0	287,2	0,0524
	401	50,0	287,5	0,0589
	1 001	50,0	286,7	0,0667
	2 501	50,0	287,0	0,0747
	4 997	50,0	287,2	0,0816
	5 001	50,0	287,3	0,0816
	5 011	50,0	287,3	0,0817
	5 021	50,0	286,4	0,0818
	5 051	50,0	287,0	0,0820
	5 101	50,0	287,4	0,0825
	5 201	50,0	287,1	0,0826
	5 401	50,0	287,3	0,0831
	6 001	50,0	287,5	0,0853
	7 501	50,0	287,5	0,0886
	9 997	50,0	287,1	0,0925
	10 001	50,0	287,4	0,0923
	10 011	50,0	287,5	0,0923
	10 021	50,0	287,6	0,0923
	10 051	50,0	287,2	0,0923
	10 101	50,0	286,8	0,0924
	10 201	50,0	286,9	0,0925
	10 401	50,0	287,1	0,0927
	11 001	50,0	287,6	0,0934
	12 501	50,0	287,0	0,0943
	15 001	50,0	287,0	0,0943

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
8 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,29	1	100,0	573,8	0,0158
	11	100,0	573,0	0,0562
	21	100,0	573,4	0,0754
	51	100,0	573,5	0,0954
	101	100,0	573,5	0,1126
	201	100,0	573,7	0,1285
	401	100,0	573,6	0,1437
	1 001	100,0	573,9	0,1615
	2 501	100,0	573,0	0,1780
	4 997	100,0	574,0	0,1907
	5 001	100,0	574,3	0,1906
	5 011	100,0	573,5	0,1907
	5 021	100,0	573,1	0,1907
	5 051	100,0	573,6	0,1907
	5 101	100,0	573,9	0,1910
	5 201	100,0	574,0	0,1914
	5 401	100,0	573,6	0,1921
	6 001	100,0	574,1	0,1943
	7 501	100,0	574,1	0,1984
	9 997	100,0	573,4	0,2043
	10 001	100,0	573,8	0,2044
	10 011	100,0	574,3	0,2045
	10 021	100,0	574,4	0,2046
	10 051	100,0	573,7	0,2044
	10 101	100,0	574,3	0,2047
	10 201	100,0	574,1	0,2048
	10 401	100,0	573,3	0,2052
	11 001	100,0	573,6	0,2063
	12 501	100,0	573,9	0,2091
	15 001	100,0	573,9	0,2091

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
9 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,39	1	150,0	825,9	0,0095
	11	150,0	860,6	0,0657
	21	150,0	860,4	0,0899
	51	150,0	860,6	0,1135
	101	150,0	860,9	0,1339
	201	150,0	860,5	0,1530
	401	150,0	859,3	0,1715
	1 001	150,0	860,6	0,1940
	2 501	150,0	860,2	0,2175
	4 997	150,0	860,2	0,2352
	5 001	150,0	860,1	0,2352
	5 011	150,0	860,4	0,2353
	5 021	150,0	860,9	0,2353
	5 051	150,0	861,0	0,2354
	5 101	150,0	860,2	0,2356
	5 201	150,0	860,2	0,2362
	5 401	150,0	860,3	0,2372
	6 001	150,0	860,5	0,2400
	7 501	150,0	859,8	0,2459
	9 997	150,0	860,6	0,2535
	10 001	150,0	860,1	0,2534
	10 011	150,0	860,8	0,2535
	10 021	150,0	860,0	0,2536
	10 051	150,0	860,0	0,2536
	10 101	150,0	860,7	0,2538
	10 201	150,0	860,5	0,2541
	10 401	150,0	860,0	0,2548
	11 001	150,0	860,2	0,2564
	12 501	150,0	861,1	0,2586
	15 001	150,0	861,1	0,2586

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
10 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,25	1	50,0	427,9	0,0066
	11	50,0	426,9	0,0308
	21	50,0	426,1	0,0424
	51	50,0	426,5	0,0545
	101	50,0	426,0	0,0658
	201	50,0	426,4	0,0762
	401	50,0	425,9	0,0867
	1 001	50,0	425,9	0,0994
	2 501	50,0	426,3	0,1068
	4 997	50,0	426,6	0,1143
	5 001	50,0	426,3	0,1143
	5 011	50,0	427,2	0,1142
	5 021	50,0	427,0	0,1143
	5 051	50,0	426,5	0,1143
	5 101	50,0	426,8	0,1147
	5 201	50,0	427,3	0,1148
	5 401	50,0	427,2	0,1152
	6 001	50,0	427,5	0,1166
	7 501	50,0	426,6	0,1195
	9 997	50,0	427,2	0,1229
	10 001	50,0	426,5	0,1227
	10 011	50,0	426,7	0,1228
	10 021	50,0	426,7	0,1230
	10 051	50,0	427,5	0,1229
	10 101	50,0	426,4	0,1229
	10 201	50,0	426,0	0,1232
	10 401	50,0	426,6	0,1233
	11 001	50,0	425,7	0,1240
	12 501	50,0	426,1	0,1250
	15 001	50,0	426,1	0,1250

Espécimen	N ciclos	Esfuerzo de confinamiento σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	Deformación permanente ε_p (%)
11 50%BG+ 50%RAP+AE DSR 0,43	1	100,0	818,4	0,0221
	11	100,0	854,2	0,0856
	21	100,0	853,8	0,1149
	51	100,0	854,0	0,1455
	101	100,0	853,8	0,1713
	201	100,0	853,5	0,1954
	401	100,0	853,4	0,2187
	1 001	100,0	853,2	0,2452
	2 501	100,0	853,5	0,2694
	4 997	100,0	853,7	0,2862
	5 001	100,0	853,1	0,2863
	5 011	100,0	853,1	0,2863
	5 021	100,0	853,9	0,2864
	5 051	100,0	853,5	0,2864
	5 101	100,0	852,6	0,2863
	5 201	100,0	852,6	0,2867
	5 401	100,0	853,4	0,2876
	6 001	100,0	853,4	0,2897
	7 501	100,0	853,3	0,2937
	9 997	100,0	853,2	0,2994
	10 001	100,0	853,1	0,2994
	10 011	100,0	853,8	0,2994
	10 021	100,0	853,7	0,2994
	10 051	100,0	852,6	0,2995
	10 101	100,0	853,2	0,2996
	10 201	100,0	853,0	0,2998
	10 401	100,0	853,5	0,3001
	11 001	100,0	853,9	0,3016
	12 501	100,0	853,5	0,3034
	15 001	100,0	853,5	0,3034

Apéndice C. Cálculos de evaluación del desempeño del pavimento

Apéndice C.1 Agrietamiento por fatiga en capa de mezcla asfáltica

Se verifica el agrietamiento por fatiga mediante las ecuaciones indicadas en la Sección 3.5.1. Se supone que la mezcla asfáltica tiene un contenido de asfalto efectivo (V_{be}) de 6,0% y un contenido de vacíos de aire (V_a) de 4,0%.

$$M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_{be}}{V_a + V_{be}} - 0,69 \right) = 4,84 \cdot \left(\frac{6,0}{4,0 + 6,0} - 0,69 \right) = -0,4356$$

$$C = 10^M = 10^{-0,4356} = 0,3667$$

Agrietamiento de abajo hacia arriba

$$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1+e^{(11,02-3,49 \cdot H_{AC})}}} = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1+e^{(11,02-3,49 \cdot 1,38)}}} = 2467,51$$

Agrietamiento de arriba hacia abajo

$$k'_1 = \frac{1}{0,01 + \frac{1200}{1+e^{(15,676-2,8186 \cdot H_{AC})}}} = \frac{1}{0,01 + \frac{1200}{1+e^{(15,676-2,8186 \cdot 1,38)}}} = 99,10$$

Número de repeticiones. Agrietamiento de abajo hacia arriba:

$$\begin{aligned} N_f &= 0,007566 \cdot C \cdot k'_1 \cdot bf_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,9492 \cdot bf_2} \cdot \left(\frac{1}{E^*} \right)^{1,281 \cdot bf_3} \\ &= 0,007566 \cdot 0,3667 \cdot 2467,51 \cdot 1,016 \cdot \left(\frac{1}{98 \times 10^{-6}} \right)^{3,9492 \cdot 0,823} \cdot \left(\frac{1}{317365} \right)^{1,281 \cdot 0,772} \\ &= \mathbf{273\ 778\ 610\ ESALs} \end{aligned}$$

Número de repeticiones. Agrietamiento de arriba hacia abajo:

$$\begin{aligned} N_f &= 0,007566 \cdot C \cdot k'_1 \cdot bf_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,9492 \cdot bf_2} \cdot \left(\frac{1}{E^*} \right)^{1,281 \cdot bf_3} \\ &= 0,007566 \cdot 0,3667 \cdot 99,10 \cdot 1,016 \cdot \left(\frac{1}{76 \times 10^{-6}} \right)^{3,9492 \cdot 0,823} \cdot \left(\frac{1}{317365} \right)^{1,281 \cdot 0,772} \\ &= \mathbf{24\ 266\ 442\ ESALs} \end{aligned}$$

Apéndice C.2 Deformación permanente en la capa de mezcla asfáltica

Se calcula la deformación en la capa de mezcla asfáltica con las ecuaciones indicadas en la Sección 3.5.2.1.

$$C_1 = -0,1039 \cdot h_{CA}^2 + 2,4868 \cdot h_{CA} - 17,342 = -0,1039 \cdot 1,38^2 + 2,4868 \cdot 1,38 - 17,342 = -14,1$$

$$C_2 = 0,0172 \cdot h_{CA}^2 - 1,7331 \cdot h_{ac} + 27,428 = 0,0172 \cdot 1,38^2 - 1,7331 \cdot 1,38 + 27,428 = 25,1$$

$$k_z = (C_1 + C_2 \cdot d) \cdot 0,328196^d = (-14,1 + 25,1 \cdot 0,69) \cdot 0,328196^{0,69} = 1,5$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_p &= 10^{-3,35412} \cdot T^{1,5606} \cdot N^{0,4791} \cdot \varepsilon_r \\ &= 10^{-3,35412} \cdot 119,84^{1,5606} \cdot 10000000^{0,4791} \cdot 0,000114 = \mathbf{0,16057 \text{ in/in}} \end{aligned}$$

$$\delta_{CA} = \varepsilon_p \cdot k_z = 1,5 \cdot 0,16057 = \mathbf{0,2374 \text{ in} = 6,031 \text{ mm}}$$

Apéndice C.3 Deformación permanente en la base estabilizada con asfalto espumado

Para comparar ambos modelos, la deformación permanente en la capa de base estabilizada con asfalto se calcula primero aplicando la ecuación de transferencia para bases y subbases granulares (ecuaciones de la Sección 3.5.2.2). Se supone una profundidad del nivel freático (GTW) de 7,75 m (25,43 ft).

$$W_c = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{64}} \right]^{-0,3586 \cdot GTW^{0,1192}} = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{94673}{2555} \right)^{\frac{1}{64}} \right]^{-0,3586 \cdot 25,43^{0,1192}} = 2,6 \%$$

$$\beta = 10^{-0,61119 - 0,017638 \cdot W_c} = 10^{-0,61119 - 0,017638 \cdot 2,6} = 0,2200$$

$$\rho = 10^9 \cdot \left[\frac{\ln \left[\frac{0,15}{20} \right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} = 10^9 \cdot \left[\frac{\ln \left[\frac{0,15}{20} \right]}{1 - (10^9)^{0,22}} \right]^{\frac{1}{0,22}} = 1431,7$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) &= \frac{(e^{(\rho)^\beta} \cdot 0,15) + (e^{(\rho/10^9)^\beta} \cdot 0,20)}{2} = \frac{(e^{(1431,7)^{0,22}} \cdot 0,15) + (e^{(1431,7/10^9)^{0,22}} \cdot 0,20)}{2} \\ &= 21,064 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\% \varepsilon_{pBG} &= \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N} \right]^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h_{BG} = 2,03 \cdot 21,064 \cdot e^{\left[\frac{1431,7}{10000000} \right]^{0,22}} \cdot 330 \cdot 10^{-6} \cdot 100 \\ &= \mathbf{1,2233 \%}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{BG} &= \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N} \right]^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h_{BG} = 2,03 \cdot 21,064 \cdot e^{\left[\frac{1431,7}{10000000} \right]^{0,22}} \cdot 543 \cdot 10^{-6} \cdot 9,84 \\ &= \mathbf{0,1204 \text{ in} = 3,058 \text{ mm}}\end{aligned}$$

Por su parte, la deformación permanente se calcula de acuerdo con la función de transferencia desarrollada en la investigación (Sección 6.2.8):

$$\begin{aligned}\% \varepsilon_{pBSM} &= 10^{-1,6090} \cdot N^{0,0942} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{Pa} \right)^{0,8686} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^{-0,0809} \cdot \left(\frac{MC}{OMC} \right)^{0,9021} \\ &= 10^{-1,6796} \cdot 10\,000\,000^{0,0942} \cdot \left(\frac{406,4}{101,35} \right)^{0,8686} \cdot \left(\frac{98}{101,35} \right)^{-0,0809} \\ &\quad \cdot (0,70)^{0,9021} = \mathbf{0,2728 \%}\end{aligned}$$

$$\delta_{BSM} = \% \varepsilon_p \cdot \frac{h_{BSM}}{100} = 0,2728 \cdot \frac{9,84}{100} = \mathbf{0,0268 \text{ in} = 0,682 \text{ mm}}$$

Apéndice C.4 Deformación permanente en la subbase

La deformación permanente en la capa de subbase se calcula aplicando la ecuación de transferencia para bases y subbases granulares (ecuaciones de Sección 3.5.2.2). Se supone una profundidad del nivel freático (GTW) de 7,75 m (25,43 ft).

$$W_c = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{64}} \right]^{-0,3586 \cdot GTW^{0,1192}} = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{41360}{2555} \right)^{\frac{1}{64}} \right]^{-0,3586 \cdot 25,43^{0,1192}} = 5,2 \%$$

$$\beta = 10^{-0,61119 - 0,017638 \cdot W_c} = 10^{-0,61119 - 0,017638 \cdot 5,2} = 0,1981$$

$$\rho = 10^9 \cdot \left[\frac{\ln \left[\frac{0,15}{20} \right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} = 10^9 \cdot \left[\frac{\ln \left[\frac{0,15}{20} \right]}{1 - (10^9)^{0,1981}} \right]^{\frac{1}{0,1981}} = 3293,7$$

$$\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = \frac{(e^{(\rho)^\beta} \cdot 0,15) + (e^{(\rho/10^9)^\beta} \cdot 0,20)}{2} = \frac{(e^{(3293,7)^{0,1981}} \cdot 0,15) + (e^{(3293,7/10^9)^{0,1981}} \cdot 0,20)}{2}$$

$$= 21,710$$

$$\% \varepsilon_{p\ SB} = \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N}\right]^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h_{BG} = 2,03 \cdot 21,710 \cdot e^{\left[\frac{3293,7}{10000000}\right]^{0,1981}} \cdot 187 \cdot 10^{-6} \cdot 100$$

$$= \mathbf{0,6724\%}$$

$$\delta_{SB} = \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N}\right]^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h_{BG} = 2,03 \cdot 21,710 \cdot e^{\left[\frac{3293,7}{10000000}\right]^{0,1981}} \cdot 187 \cdot 10^{-6} \cdot 9,84$$

$$= \mathbf{0,0662\ in = 1,680\ mm}$$

Apéndice C.5 Deformación permanente en la subrasante

La deformación permanente en la subrasante se calcula aplicando las ecuaciones de la Sección 3.5.2.3. Se supone una profundidad del nivel freático (GTW) de 7,75 m (25,43 ft) y una profundidad de la cama de roca (h_{bedrock}) de 350 ft.

$$W_c = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{64}} \right]^{-0,3586 \cdot GTW^{0,1192}} = 51,712 \cdot \left[\left(\frac{10662}{2555} \right)^{\frac{1}{64}} \right]^{-0,3586 \cdot 25,43^{0,1192}} = 15,9 \%$$

$$\beta = 10^{-0,61119 - 0,017638 \cdot W_c} = 10^{-0,61119 - 0,017638 \cdot 15,9} = 0,1282$$

$$\rho = 10^9 \cdot \left[\frac{\ln \left[\frac{0,15}{20} \right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} = 10^9 \cdot \left[\frac{\ln \left[\frac{0,15}{20} \right]}{1 - (10^9)^{0,1282}} \right]^{\frac{1}{0,1282}} = 423684,6$$

$$\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = \frac{(e^{(\rho)^\beta} \cdot 0,15) + (e^{(\rho/10^9)^\beta} \cdot 0,20)}{2} = \frac{(e^{(423684,6)^{0,1282}} \cdot 0,15) + (e^{(423684,6/10^9)^{0,1282}} \cdot 0,20)}{2}$$

$$= 28,942$$

$$\varepsilon_{p\ z=0} = \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N}\right]^\beta} \cdot \varepsilon_v = 1,35 \cdot 28,942 \cdot e^{\left[\frac{423684,6}{10000000}\right]^{0,1282}} \cdot 278 \cdot 10^{-6} = 5,58 \cdot 10^{-3} \text{ in/in}$$

$$\varepsilon_{p\ z=6} = \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) \cdot e^{\left[\frac{\rho}{N}\right]^\beta} \cdot \varepsilon_v = 1,35 \cdot 28,942 \cdot e^{\left[\left[\frac{423684,6}{10000000}\right]\right]^{0,1282}} \cdot 202 \cdot 10^{-6} = in = 4,06 \cdot 10^3 in/in$$

$$k = \frac{1}{6} \ln \left(\frac{\varepsilon_{p\ z=0}}{\varepsilon_{p\ z=6}} \right) = \frac{1}{6} \ln \left(\frac{5,58 \cdot 10^{-3} in/in}{4,06 \cdot 10^3 in/in} \right) = 0,0532$$

$$\delta_{SR} = \varepsilon_{p,z=0} \int_0^{h_{roca}} e^{-kz} dz = \left(\frac{1 - e^{-k \cdot h_{roca}}}{k} \right) \cdot \varepsilon_{p,z=0} = \left(\frac{1 - e^{-0,0532 \cdot 350}}{0,0532} \right) \cdot 5,58 \cdot 10^{-3} = \mathbf{0,1051 in}$$

$$= \mathbf{2,669 mm}$$

Apéndice C.6 Deformación permanente total

Se calcula deformación total de acuerdo con las ecuaciones de la sección 3.5.2.4. En este caso no se cuenta con la calibración del modelo propuesto de deformación permanente para BSM, por lo tanto, no es posible calcular su error asociado. Para efectos de comparar los resultados no se considera el error asociado a la deformación permanente de cada capa. La deformación suponiendo que la base se deforma como una base granular sin estabilizar es:

$$\begin{aligned} \text{Deformación total} &= \delta_{total} = \delta_{MAC} + \delta_{BSM} + \delta_{SB} + \delta_{SR} \\ &= 0,2374 + 0,1204 + 0,0662 + 0,1051 = \mathbf{0,5289 in} \\ &= \mathbf{13,435 mm} \end{aligned}$$

La deformación total aplicando el modelo de deformación permanente propuesto para BSM en la base estabilizada con asfalto espumado es:

$$\begin{aligned} \text{Deformación total} &= \delta_{total} = \delta_{MAC} + \delta_{BSM} + \delta_{SB} + \delta_{SR} \\ &= 0,2374 + 0,0268 + 0,0662 + 0,1051 = \mathbf{0,4354 in} \\ &= \mathbf{11,060 mm} \end{aligned}$$

ANEXOS

Anexo A. Certificado de calidad de la emulsión asfáltica



Informe N°: 1361A21-E1

Rige a partir de

INFORME DE ENSAYOS

AS-09-06-038

2016-06-27
Versión 1

Tipo de producto: Emulsion Asfáltica
Lenta (CSS-1H)
Tanque N°: 172

Cliente: Producto Negro

Fecha de muestreo: 2021/05/17

Teléfono: 2284-2700

Fecha de recepción: 2021/05/17

Terminal: El Alto

Lote N°: 114-20210512-CSS-1H

Volumen, m³: 63.00

Ensayo	Descripción	Resultado	Especificación	Analista	Fecha
*ASTM D-7496	Viscosidad Saybolt Furol a 25 °C, SSF	26,0 ± 5,7	20,0 - 100,0	JOSEFINA-SB	2021/05/17
**ASTM D-6937	Densidad a 25 °C, kg/m³	1012 ± 0,3	Reportar	JOSEFINA-SB	2021/05/17
**ASTM D-6997	Residuo por destilación, fracción masa, % en masa	61,2 ± 1,2	Mínimo 57,0	ANDRES-BZ	2021/05/17
	Fracción volumen de aceite destilado, % volumen masa	3,0	Reportar	ANDRES-BZ	2021/05/17
**ASTM D-5	Penetración residuo (25 °C, 100 g, 5 s), 1/10mm	55,0 ± 6,9	40,0 - 90,0	ANDRES-BZ	2021/05/17
**ASTM D-6933	Fracción masa retenida en malla N°20, % en masa	0,01	Máximo 0,10	ANDRES-BZ	2021/05/17
**ASTM D-6930	Estabilidad 24h, fracción de asfalto, % en masa	0,6	Máximo 1,0	ARNOLDO-GC	2021/05/19
Última línea					

Muestreo realizado de acuerdo a **ASTM D-4057 por: ALEX-RC

REGULACIÓN: Los resultados de los análisis ejecutados CUMPLEN con la indicado en el Decreto Ejecutivo N° 32812-COMEX-MINAE-MEIC. Reglamento Técnico Centroamericano, RTCA 75.01.22.04. Especificaciones técnicas para Asfaltos y Emulsiones Asfálticas

OBSERVACIONES: El presente documento sustituye al informe N° 1361A21. Actualización del resultado de estabilidad



Acreditación de acuerdo a la Norma INTE-ISO/IEC 17025-2017, ver alcance de acreditación en www.eca.or.cr. * Ensayo Acreditado. **Ensayo No acreditado. Todas las referencias ASTM marcadas con un asterisco (*) están asociadas al ensayo acreditado.

Anexo B. Certificado de calidad del asfalto



Informe N°: 1007A21

INFORME DE ENSAYOS
AS-09-06-038

Rige a partir de

2016-06-27

Versión 1

Tipo de producto: Asfalto (AC-30)

Cliente: Producto Negro

Fecha de muestreo: 2021/04/09

Tanque N°: 113

Teléfono: 2284-2700

Fecha de recepción: 2021/04/09

Terminal: El Alto

Lote N°: 07-2021-113

Volumen, m³: 1,396.29

Ensayo	Descripción	Resultado	Especificación	Analista	Fecha
**ASTM D-70	Densidad a 15 °C, kg/m³	1033 ± 2	Reportar	JOSEFINA-SB	2021/04/09
**ASTM D-92	Temperatura de inflamación corregida, °C	349 ± 18	Mínimo 232	ARNOLDO-GC	2021/04/09
*ASTM D-5	Penetración (25 °C, 100 g, 5 s), 1/10mm	87 ± 7	Mínimo 50	JOSEFINA-SB	2021/04/09
**ASTM D-2171	Viscosidad a 60 °C y 40,0 kPa, Pa s	264 ± 26,4	240,0 - 360,0	MARCELA-SS	2021/04/10
*ASTM D-2171	Viscosidad post-pérdida 60 °C y 40,0 kPa, Pa s	626 ± 63	Máximo 1500,0	JOSEFINA-SB	2021/04/12
**ASTM D-1754	Cambio fracción masa, efecto calor aire, % en masa	-0,323	-1,0 - 1,0	MARCELA-SS	2021/04/10
**Cálculo	Susceptibilidad térmica (VTS)	3,4	3,3 - 3,9	JOSEFINA-SB	2021/04/12
	Relación de viscosidades absolutas	2	Máximo 3	JOSEFINA-SB	2021/04/12
**ASTM D-2493	Temperatura mínima mezcla, °C	157	Reportar	ARNOLDO-GC	2021/04/09
	Temperatura máxima mezcla, °C	164	Reportar	ARNOLDO-GC	2021/04/09
	Temperatura mínima compactación, °C	146	Reportar	ARNOLDO-GC	2021/04/09
	Temperatura máxima compactación, °C	151	Reportar	ARNOLDO-GC	2021/04/09
**ASTM D-4402	Viscosidad a 135 °C, mm²/s	491	Mínimo 350	ARNOLDO-GC	2021/04/09
	Viscosidad a 165 °C, mm²/s	142	Reportar	ARNOLDO-GC	2021/04/09
**ASTM D-8078	Fracción masa de cenizas, % en masa	0,10	Reportar	MARCELA-SS	2021/04/13

Última línea

Muestreo realizado de acuerdo a **ASTM D-4067 por: MIGUEL-GR

REGULACIÓN: Los resultados de los análisis ejecutados CUMPLEN con lo indicado en el Decreto Ejecutivo N°32812-00MEX-MINAE-MEIC. Reglamento Técnico Centroamericano, RTCA 75.01.22.04. Especificaciones técnicas para Asfaltos y Emulsiones Asfálticas y regla de decisión LA = $S + (0,255 \cdot U \cdot D)$ para una probabilidad de aceptación del 95 % y 50 % para los parámetros de seguridad.

OBSERVACIONES:

Acreditación de acuerdo a la Norma INTE-ISO/IEC 17025-2017, ver alcance de acreditación en www.eca.or.cr. * Ensayo Acreditado. **Ensayo No acreditado. Todas las referencias ASTM marcadas con un asterisco (*) están asociadas al ensayo acreditado.

