UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIHUAHUA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE MATERIALES ASFÁLTICOS A DEFORMACIÓN PERMANENTE

POR:

YELITZA AYALA DEL TORO

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

DOCTORADO EN INGENIERÍA

CHIHUAHUA, CHIH., MÉXICO **SEPTIEMBRE DE 2021**

Comportamiento mecánico de materiales asfálticos a deformación permanente.
Tesis presentada por Yelitza Ayala del Toro como requisito parcial para obtener el grado de Doctorado en Ingeniería, ha sido aprobada y aceptada por:

M.I. Javier González Cantú
Director de la Facultad de Ingeniería

Dr. Alejandro Villalobos Aragón
Secretario de Investigación y Posgrado

Dr. Alejandro Villalobos Aragón
Coordinador Académico

Dr. Horacio Delgado Alamilla
Director de Tesis

9 de septiembre de 2021

Fecha

Comité:
Dr. José Castañeda Ávila
Dr. Horacio Delgado Alamilla
Dr. Paul Garnica Anguas
Dr. Alejandro Villalobos Aragón
Dr. Gilberto Wenglas Lara

© Derechos Reservados

Yelitza Ayala del Toro
Circuito Número I s/n, Nuevo Campus Universitario II, CP 31125
Chihuahua, Chih., México.

SEPTIEMBRE DE 2021

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE
CHIHUAHUA

09 de septiembre de 2021

YELITZA AYALA DEL TORO.
Presente

En atención a su solicitud relativa al trabajo de tesis para obtener el grado de Doctorado en Ingeniería, nos es grato transcribirle el tema aprobado por esta dirección, propuesto y dirigido por el director el Dr. Horacio Delgado Alamilla para que lo desarrolle como tesis con el título **"COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE MATERIALES ASFÁLTICOS A DEFORMACIÓN PERMANENTE."**

ÍNDICE DE CONTENIDO

Agradecimientos
Prologo
Evaluación de las variables de diseño por medio de un ensayo empírico
Revisión bibliográfica
Metodología
Evaluación de las variables de diseño por medio de un ensayo mecánico
Efecto de la rueda cargada de Hamburgo bajo distintas condiciones
Modelación del comportamiento mecánico de la mezcla
Modelación del comportamiento mecánico de la mezcla en distintos materiales
Conclusiones generales
Curriculum Vitae

Solicitamos a Usted tomar nota que el título del trabajo se imprima en lugar visible de los ejemplares de las tesis.

ATENTAMENTE
"naturamsubiecitaliis"

FACULTAD DE INGENIERÍA
U.A.CH.

EL DIRECTOR **EL SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO**

M.I. JAVIER GONZÁLEZ CANTÚ **DR. ALEJANDRO VILLALOBOS ARAGÓN**

DIRECCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA
Circuito No.1, Campus Universitario 2
Chihuahua, Chih., México. C.P. 31125
Tel. (614) 442-95-00
www.fing.uach.mx

AGRADECIMIENTOS

A mi Director de Tesis, Horacio Delgado Alamilla, quien ha dedicado su tiempo, conocimientos y paciencia para guiarme en lograr esta investigación. Sin duda, un gran ser humano al que estimo y admiro como profesionista.

A mi papá, quien, a pesar de ya no estar conmigo desde hace varios años, es mi fortaleza y guía para seguirme superando día con día. Es la persona que me inculcó que la mejor manera de superarse es estudiando.

A mi mamá, a mis suegros y a mi esposo, por ser un apoyo incondicional durante toda esta etapa y brindarme de su tiempo para cuidar de mis bebés mientras yo dedicaba tiempo a la investigación.

A CONACyT, por haber brindado el apoyo económico para poder llevar a cabo mis estudios y lograr concluir mi investigación.

PRÓLOGO

La presente tesis de investigación se representa en modo de libro, conteniendo 5 Capítulos, cada uno relatado y sustentado de manera independiente, pero con relación al anterior y al tema general de la investigación. El Capítulo 1 evalúa la influencia de las variables de diseño que repercuten en mayor medida en el comportamiento a la deformación permanente de la mezcla asfáltica mediante un ensayo empírico llamado Rueda Cargada de Hamburgo (RCH) y actualmente el más utilizado en México para este propósito. El Capítulo 2 determina por medio de un ensayo mecánico —Compresión Axial Cíclica— si el ensayo de RCH es realmente funcional para determinar la influencia de las variables de diseño en la deformación permanente. El Capítulo 3 se enfoca en determinar la influencia del tipo de asfalto en el ensayo de RCH, así como su comportamiento con distintas granulometrías y temperaturas de evaluación. El Capítulo 4 describe la aplicación del ensayo de Compresión Axial Cíclica en un modelo (ESSO) para predecir el comportamiento de la mezcla a la deformación permanente; y finalmente, el Capítulo 5 evalúa la aplicación del modelo ESSO en distintos materiales, así como el análisis de la influencia de estos en las condiciones del modelo.

La investigación experimental se llevó a cabo en las instalaciones del Instituto Mexicano del Transporte (IMT), dentro del Laboratorio de Infraestructura - División de Asfaltos y Mezclas Asfálticas; ubicado en el municipio de Pedro Escobedo, Querétaro. La misma fue realizada bajo la tutoría del Dr. Horacio Delgado Alamilla, experto en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas en caliente.

El documento tiene como objetivo aportar a la investigación científica en el tema de la deformación permanente de mezclas asfálticas en México, con un enfoque a un ensayo mecánico que pueda predecir y evaluar el comportamiento de esta en distintas condiciones de ensayo; lo anterior con la intención de contar con herramientas para crear un protocolo de evaluación de este modo de falla desde el diseño de la mezcla asfáltica, así como en el control de calidad de esta.

ÍNDICE DE CONTENIDO

Agradecimientos iv

Prólogo v

Índice de Contenido vii

Índice de Tablas xii

Índice de Figuras xv

Índice de Ilustraciones xix

Introducción 1

Antecedentes 2

Influencia de las variables de diseño 3

Justificación 6

Bibliografía 9

Capítulo 1 : Evaluación de las variables de diseño por medio de un ensayo empírico 11

1.1 Revisión Bibliográfica 11

1.1.1 Diseño de una mezcla asfáltica 12

1.1.2 Susceptibilidad a la humedad (TSR) 16

1.1.3 Susceptibilidad a la deformación permanente 19

1.1.4 Determinación del módulo dinámico 21

1.1.5 Resistencia a la fatiga 24

1.1.6 Control de calidad en la mezcla asfáltica 25

1.2 Metodología 26

1.3 Diseño de la mezcla asfáltica 30

1.3.1 Calidad del material asfáltico 30

1.3.2 Calidad del material pétreo 32

1.3.3 Estructura granulométrica 33
1.3.4 Diseño volumétrico 34
1.3.5 Determinación de la susceptibilidad a la humedad (TSR) 36
1.3.6 Determinación de la susceptibilidad a la deformación permanente 38
1.4 Influencia de la estructura granulométrica 40
1.4.1 Coeficientes de curvatura y uniformidad 41
1.4.2 Fabricación de especímenes 43
1.4.3 Profundidad de rodera y tasa de deformación 47
1.4.4 Granulometrías discontinuas 53
1.4.5 Dispersión entre ruedas 55
1.5 Influencia del contenido de asfalto 56
1.5.1 Fabricación de especímenes 57
1.5.2 Profundidad de rodera y tasa de deformación 59
1.5.3 Dispersión entre ruedas 63
1.6 Influencia del contenido de vacíos de aire 63
1.6.1 Fabricación de especímenes 63
1.6.2 Profundidad de rodera y tasa de deformación 65
1.6.3 Dispersión entre ruedas 66
1.7 Influencia de la temperatura de compactación 67
1.7.1 Fabricación de especímenes 67
1.7.2 Profundidad de rodera y tasa de deformación 69

1.9 Conclusiones 71

1.10 Bibliografía 73

Capítulo 2 : Evaluación de las variables de diseño por medio de un ensayo mecánico 75

2.1 Revisión Bibliográfica 75

2.1.1 Ensayo de Compresión Axial Cíclica 75

2.1.2 Consideraciones adicionales al ensayo de Compresión Axial Cíclica 81

2.2 Metodología 83

2.2.1 Criterios para ensayo de compresión simple 84

2.2.2 Variables en la mezcla 85

2.3 Influencia de la estructura granular 86

2.3.1 Evolución de la deformación 87

2.3.2 Comparativa 90

2.4 Influencia del contenido de asfalto 93

2.4.1 Evolución de la deformación 94

2.4.2 Comparativa 95

2.4 Conclusiones 98

2.5 Bibliografía 99

Capítulo 3 : Efecto de la Rueda Cargada de Hamburgo bajo distintas condiciones 101

3.1 Revisión Bibliográfica 101

3.1.1 Evaluaciones en la Rueda Cargada de Hamburgo 101

3.2.2 Especificaciones actuales para la deformación permanente 104

3.2 Metodología 107
3.3 Influencia de la aplicación de los ciclos de carga 110
3.4 Influencia de la temperatura y la granulometría 112
3.5 Influencia del asfalto y la granulometría 115
3.7 Conclusiones 117
3.8 Bibliografía 118
Capítulo 4 : Modelación del comportamiento mecánico de la mezcla 120
4.1 Revisión Bibliográfica 120
4.1.1 Modelos de predicción de la deformación permanente 120
4.1.2 Modelo ESSO 121
4.1.3 Modelo reducido 124
4.2 Metodología 124
4.2 Calibración del modelo 125
4.2.1 Modelo ESSO 126
4.2.2 Modelo ESSO reducido 131
4.3 Validación de resultados 134
4.3.1 Modelo ESSO 135
4.3.2 Modelo ESSO reducido 139
4.4 Influencia de las Variables 143
4.5 Conclusiones 148
4.6 Bibliografía 149
Capítulo 5 : Modelación del comportamiento mecánico de la mezcla en distintos materiales ... 151
5.1 Metodología 151
5.2 Calibración del modelo 152
5.2.1 Resultados experimentales 152

5.2.2 Determinación de las constantes 154

5.3 Análisis de las variables 162

5.4 Influencia de la granulometría 163

5.4 Conclusiones 165

Conclusiones Generales 167

Curriculum Vitae 170

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I.1 Factores que influyen en la formación de roderas.....5
Tabla 1.1 Puntos de control para granulometría de diseño.....12
Tabla 1.2 Requisitos de calidad de la fracción gruesa.....13
Tabla 1.3 Requisitos de calidad de la fracción fina.....13
Tabla 1.4 Requisitos de calidad del asfalto por Grado PG.....14
Tabla 1.5 Rango de viscosidades para determinar temperaturas de mezclado y compactación.....15
Tabla 1.6 Valores de los parámetros volumétricos para el diseño óptimo de una mezcla. 16
Tabla 1.7 Niveles de diseño en función del tránsito.....16
Tabla 1.8 Especificación para RCH.....21
Tabla 1.9 Tolerancias en parámetros de diseño.....26
Tabla 1.10 Variables de diseño en la mezcla para RCH.....29
Tabla 1.11 Características de calidad del material asfáltico PG64-16 30
Tabla 1.12 Resultados para carta de viscosidad. 31
Tabla 1.13 Rangos de temperatura de mezclado y compactación.....32
Tabla 1.14 Características de calidad de la fracción gruesa 32
Tabla 1.15 Características de calidad de la fracción fina 32
Tabla 1.16 Granulometría de diseño.....33
Tabla 1.17 Propiedades volumétricas de los especímenes de diseño 35
Tabla 1.18 Propiedades volumétricas para el contenido óptimo de asfalto.....36
Tabla 1.19 Determinación Va, especímenes TSR 37
Tabla 1.20 Grado de saturación, especímenes acondicionados.....37
Tabla 1.21 Resultados TSR 38
Tabla 1.22 Determinación Va, especímenes RCH 38

Tabla 1.23 Granulometrías de ensayo 41
Tabla 1.24 Coeficientes de curvatura y uniformidad.....43
Tabla 1.25 Resultados de Gmm, influencia de la granulometría.....45
Tabla 1.26 Ajuste de masas para Va=7±1%, influencia de la granulometría.....45
Tabla 1.27 Propiedades volumétricas, influencia de la granulometría 46
Tabla 1.28 Resultados de la influencia de la granulometría 47
Tabla 1.29 Granulometrías discontinuas 54
Tabla 1.30 Resultados de las granulometrías discontinuas 54
Tabla 1.31 Valores de Gravedad específica teórica máxima, Gmm.....58
Tabla 1.32 Propiedades volumétricas, influencia del contenido de asfalto 59
Tabla 1.33 Resultados de la influencia del contenido de asfalto 60
Tabla 1.34 Relación de masa y número de giros. 64
Tabla 1.35 Propiedades volumétricas, influencia del contenido de vacíos 64
Tabla 1.36 Resultados de la influencia del contenido de vacíos 65
Tabla 1.37 Energía de compactación por variante de temperatura.....68
Tabla 1.38 Propiedades volumétricas, influencia de la temperatura de compactación 69
Tabla 1.39 Resultados de la influencia de la temperatura de compactación 70
Tabla 2.1 Variables de diseño en la mezcla para ensayo de compresión cíclica.....86
Tabla 2.2 Granulometrías de ensayo 87
Tabla 2.3 Resultados de deformación, influencia de la granulometría.....90
Tabla 2.4 Comparativa RCH y CAC 90
Tabla 2.5 Puntos de evaluación en el contenido de asfalto 93
Tabla 2.6 Resultados de deformación, influencia del contenido de asfalto.....95
Tabla 2.7 Comparativa RCH y CAC 96
Tabla 3.1 Distintas especificaciones para ensayo RCH.....106

Tabla 3.2 Características de calidad del material asfáltico PG76-22 (A2) 108
Tabla 3.3 Características de calidad del material asfáltico PG76-16 (A3) 109
Tabla 3.4 Diseño volumétrico de las mezclas 110
Tabla 3.5 Resultados de deformación máxima (profundidad de rodera) 114
Tabla 4.1 Modelos de predicción 121
Tabla 4.2 Ensayos para modelo ESSO 122
Tabla 4.3 Ensayos para modelo ESSO reducido 124
Tabla 4.4 Resultados para modelo ESSO 125
Tabla 4.5 Variables, Constante C 127
Tabla 4.6 Variables, Constante D 128
Tabla 4.7 Variables, Constante F 129
Tabla 4.8 Constantes modelo ESSO 131
Tabla 4.9 Resultados para modelo ESSO reducido 132
Tabla 4.10 Constantes modelo ESSO reducido 134
Tabla 4.11 Validación de resultados, modelo ESSO 136
Tabla 4.12 Validación de resultados, modelo ESSO reducido 140
Tabla 4.13 Resultados de deformación 146
Tabla 4.14 Clasificación de las curvas de deformación 148
Tabla 5.1 Resultados de la tasa de deformación 152
Tabla 5.2 Constantes del modelo ESSO por tipo de asfalto 156
Tabla 5.3 Constantes del modelo ESSO para A1 (PG64-16) 165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Análisis de resultados de la Rueda Cargada de Hamburgo 21
Figura 1.2 Construcción de la curva maestra 23
Figura 1.3 Curva maestra de módulo dinámico 24
Figura 1.4 Distinción de las tres fases en el ensayo de fatiga 25
Figura 1.5 Determinación de las temperaturas de mezclado y compactación 31
Figura 1.6 Representación gráfica, granulometría de diseño 34
Figura 1.7 Representación gráfica de las propiedades volumétricas de diseño 36
Figura 1.8 Representación gráfica de resultados en RCH, mezcla de diseño 39
Figura 1.9 Granulometrías de ensayo 41
Figura 1.10 Evolución de la deformación, influencia de la granulometría 48
Figura 1.11 Profundidad de rodera y tasa de deformación, influencia de la granulometría 48
Figura 1.12 Evolución de la deformación en granulometrías gruesas 49
Figura 1.13 Profundidad de rodera y estabilidad dinámica, granulometrías gruesas 50
Figura 1.14 Evolución de la deformación en granulometrías finas 51
Figura 1.15 Profundidad de rodera y estabilidad dinámica, granulometrías finas 51
Figura 1.16 Evolución de la deformación por rueda. Granulometría $G2_{sup}$ 52
Figura 1.17 Representación gráfica, granulometrías discontinuas 54
Figura 1.18 Evolución de la deformación, mezclas con granulometría discontinua 55
Figura 1.19 Profundidad de rodera y estabilidad dinámica, influencia de la granulometría incluyendo discontinuas 55
Figura 1.20 Dispersión entre ruedas. Variación de granulometrías 56
Figura 1.21 Evolución de la deformación, influencia del contenido de asfalto 60
Figura 1.22 Resultados de RCH. Influencia del contenido de asfalto 61

Figura 1.23 Dispersión entre ruedas, variación del contenido de asfalto 63
Figura 1.24 Evolución de la deformación, influencia del contenido de vacíos 65
Figura 1.25 Resultados de RCH. Influencia del contenido de vacíos 66
Figura 1.26 Dispersión entre ruedas, influencia del contenido de vacíos 67
Figura 1.27 Evolución de la deformación, influencia de la temperatura de compactación 70
Figura 1.28 Valores máximos de deformación permanente. Temperatura de compactación 71
Figura 2.1 Deformación por ciclo, fr = 10 Hz 77
Figura 2.2 Aplicación de la carga, fr = 10 Hz 78
Figura 2.3 Aplicación de la carga, fr = 5 Hz 78
Figura 2.4 Aplicación de la carga, fr = 1 Hz 78
Figura 2.5 Evolución de la deformación 79
Figura 2.6 Evolución de la deformación por ciclo 81
Figura 2.7 Evolución de la deformación acumulada 81
Figura 2.8 Estimación de ε 82
Figura 2.9 Variación en la granulometría 86
Figura 2.10 Evolución de la deformación, influencia de la granulometría 88
Figura 2.11 Tasa de deformación (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH) 91
Figura 2.12 Tasa de deformación (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH) 91
Figura 2.13 Deformación inicial (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH) 92
Figura 2.14 Deformación inicial (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH) 92
Figura 2.15 Evolución de la deformación, influencia del contenido de asfalto 94
Figura 2.16 Tasa de deformación (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH) 97
Figura 2.17 Tasa de deformación (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH) 97
Figura 2.18 Deformación inicial (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH) 98
Figura 2.19 Deformación inicial (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH) 98

Figura 3.1 Granulometría TN 12.5 mm (1/2”) 107
Figura 3.2 Granulometría TN 19.0 mm (3/4”) 108
Figura 3.3 Evolución de la deformación a 50°C y 20,000 pasadas 111
Figura 3.4. Evolución de la deformación a 50°C y 30,000 pasadas 111
Figura 3.5 Evolución de la deformación, A1, efecto de la temperatura 112
Figura 3.6 Evolución de la deformación, A2, efecto de la temperatura 113
Figura 3.7 Evolución de la deformación, A3, efecto de la temperatura 113
Figura 3.8 Evolución de la deformación, 50 °C, influencia del asfalto 115
Figura 3.9 Evolución de la deformación, 55 °C, influencia del asfalto 116
Figura 3.10 Evolución de la deformación, 60 °C, influencia del asfalto 116
Figura 4.1 Constantes A y B 126
Figura 4.2 Variación del σ_H – Constante C 127
Figura 4.3 Extrapolación al origen – Constante C 127
Figura 4.4 Determinación de la Constante C 128
Figura 4.5 Extrapolación al origen – Constante D 129
Figura 4.6 Determinación de la Constante D 129
Figura 4.7 Extrapolación al origen – Constante F 130
Figura 4.8 Determinación de la Constante F 130
Figura 4.9 Influencia de las constantes 131
Figura 4.10 Constantes A y B 132
Figura 4.11 Extrapolación al origen – Constante C 132
Figura 4.12 Determinación de la Constante C 133
Figura 4.13 Extrapolación al origen – Constante D 133
Figura 4.14 Determinación de la Constante D 133
Figura 4.15 Error relativo, modelo ESSO 136

Figura 4.16 Validación modelo ESSO.....137
Figura 4.17 Análisis de variabilidad, modelo ESSO 138
Figura 4.18 Error relativo, modelo ESSO reducido 141
Figura 4.19 Validación modelo ESSO reducido.....141
Figura 4.20 Análisis de variabilidad, modelo ESSO reducido 142
Figura 4.21 Influencia de T y σv para una fr = 10 Hz 144
Figura 4.22 Influencia de T y σv para una fr = 5 Hz 144
Figura 4.23 Influencia de T y σv para una fr = 1 Hz 145
Figura 4.24 Rangos de visualización de curvas 147
Figura 5.1 Evolución de la deformación por temperatura 153
Figura 5.2 Determinación de constantes de mezcla con asfalto A1 (PG64-16) 154
Figura 5.3 Determinación de constantes de mezcla con asfalto A2 (PG76-22) 155
Figura 5.4 Determinación de constantes de mezcla con asfalto A3 (PG76-16) 155
Figura 5.5 Ajuste de la mezcla con asfalto A1 (PG64-16). 156
Figura 5.6 Análisis de variabilidad, asfalto A1 157
Figura 5.7 Ajuste de la mezcla con asfalto A2 (PG76-22) 158
Figura 5.8 Análisis de variabilidad, asfalto A2 159
Figura 5.9 Ajuste de la mezcla con asfalto A3 (PG76-16) 160
Figura 5.10 Análisis de variabilidad, asfalto A3 161
Figura 5.11 Variación de las constantes por tipo de asfalto 162
Figura 5.12 Influencia de la granulometría, T30 °C 163
Figura 5.13 Influencia de la granulometría, T40 °C 164
Figura 5.14 Influencia de la granulometría, T50 °C 164

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Ensayo de especímenes a tensión indirecta 18

Ilustración 1.2 Equipo Rueda Cargada de Hamburgo 19

Ilustración 1.3 Especímenes de diseño 35

Ilustración 1.4 Especímenes de diseño en RCH, antes y después 39

Ilustración 1.5 Especímenes ensayados en RCH, granulometría $G2_{sup}$ 52

Ilustración 2.1 Preparación de especímenes 76

Ilustración 2.2 Adaptación de LVDT's 76

Ilustración 2.3 Deformación del espécimen durante el ensayo 83

INTRODUCCIÓN

Entre las principales degradaciones de los pavimentos flexibles se encuentran la deformación permanente, el agrietamiento por fatiga, la fisuración térmica, y los desprendimientos. La deformación permanente es un problema asociado a la estructura misma de la capa asfáltica, la estructura del pavimento, las condiciones de tránsito y a la calidad constructiva; y es una de las degradaciones más notables en los pavimentos del país. Se caracteriza por un hundimiento en el trazo transversal de la carretera, en el sentido de la circulación del tránsito y principalmente sobre los ejes que circulan las ruedas. (Huang, 2004)

De acuerdo con Meunier (2012), existen dos principales tipos de deformación permanente: la deformación estructural y la deformación no estructural. La deformación estructural se refiere a la deformación formada desde el suelo de cimentación o a las capas subyacentes a la capa asfáltica, ejemplo: base, sub-base, etc. La deformación no estructural, por otro lado, se atribuye a la carpeta asfáltica, debido a las deformaciones acumuladas en las capas intermedias de esta carpeta debido a la densificación de la mezcla.

El fenómeno de la deformación permanente en la mezcla asfáltica se asocia a distintos factores: (1) el tránsito (configuración, intensidad y velocidad), (2) el clima (variación de la temperatura, precipitación, periodos de congelamiento, etc.), (3) agregado pétreo (angularidad, tamaño nominal, dureza, etc.), (4) ligante asfáltico (composición, dureza, viscosidad), (5) diseño de la mezcla (contenido de asfalto, contenido de vacíos, vacíos en el agregado mineral, etc.), y (6) el proceso constructivo (compactación, temperatura, etc.). (Meunier, 2012).

Una forma de predecir la evolución de la rodera en la capa asfáltica de una estructura de pavimento es integrando el asentamiento de cada capa mediante la deformación visco-plástica de la mezcla asfáltica. Para determinar la deformación visco-plástica de la mezcla asfáltica, se debe hacer referencia a un modelo de daño que conecta el daño elemental sufrido

por el material debido al efecto del historial de temperatura. El modelo de daño debe ser definido apropiadamente a partir de experimentos de laboratorio que caractericen el comportamiento intrínseco de la mezcla asfáltica de acuerdo con el fenómeno de falla.

Antecedentes

Existen diferentes ensayos para evaluar la resistencia a la deformación permanente en las mezclas asfálticas, los cuales se pueden agrupar en dos clasificaciones generales: ensayos empíricos y ensayos mecánicos. En México, actualmente, se utiliza un ensayo empírico durante el diseño de la mezcla para estimar la deformación permanente, el cual es un ensayo de rueda cargada (*Wheel Tracking Test*) en tres equipos diferentes: "Rueda Cargada de Hamburgo (RCH o HWT), Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA) y ensayo de Pista Española. El equipo más utilizado en el país es la Rueda Cargada de Hamburgo. Sin embargo, la tendencia mundial para la evaluación de la deformación permanente se inclina hacia la evaluación de ensayos mecánicos, como es el ensayo de carga repetida (Wang *et al*., 2016; Kaloush *et al*., 2003; Zhou *et al*., 2004; Biligiri *et al*., 2007).

En el Reporte No. 465 del NCHRP (Witczak et at., 2002) se realizó la evaluación de la deformación permanente por medio de distintos ensayos para determinar el módulo dinámico en mezclas asfálticas y correlacionarlo con el ahuellamiento de tres distintos tramos. Los ensayos utilizados fueron nueve en total dentro de los cuales se aplicaban cargas a compresión y de corte, axial y triaxial; tipo de pulso de carga: sinusoidal o haversine; y tipo de carga: estática, de carga repetida o cíclica. En dicha investigación, se concluye que los parámetros de desempeño que mostraron una mejor correlación con el ahuellamiento en los tramos de prueba fueron: (1) parámetro de módulo dinámico ($E^*/sen\varphi$), determinado con el ensayo para módulo dinámico; (2) tiempo de flujo (F_t), determinado con el ensayo estático de fluencia; y (3) número de flujo (F_n), determinado con el ensayo de carga repetida.

Por otro lado, en Europa se utiliza frecuentemente el ensayo de compresión axial o triaxial cíclico (Hyzl, Stehlik, & Varaus, 2009), (Nageim, Al-Busaltaon, Atherton, & Sharples, 2012) para evaluar este modo de falla, utilizando parámetros de evaluación como la tasa de deformación en la fase estable (fase 2) en la curva de evolución de la deformación.

La caracterización de la deformación permanente ya sea en el cemento o la mezcla asfáltica, debe realizarse con ensayos que puedan identificar las variables que influyen a este tipo de degradación. Por esto, durante el Proyecto 9-10 del Programa de Investigación de la Cooperativa Nacional de Carreteras, (NCHRP, en inglés) Bahia et al. (2001) propusieron un nuevo ensayo para evaluar la deformación permanente en el cemento asfáltico. Evaluada por medio del parámetro de conformidad, J_{nr}, el ensayo de Recuperación Elástica por Esfuerzo Múltiple (MSCR, en inglés), es el más utilizado actualmente para estudiar el fenómeno de la deformación permanente del cemento asfáltico (Tang, Huang, & Liu, 2015), (Jafari, Babazadeh, & Aflaki, 2015), (Hossain, Zaman, Ghosh, & Hobson, 2015), (Christensen & Bonaquist, 2015).

Influencia de las variables de diseño

La deformación permanente es un deterioro que se ve influenciado fuertemente por las variables volumétricas de la mezcla. De acuerdo con Angelone *et al*. (2016) las principales variables que afectan el desempeño de la mezcla son: distribución granulométrica, contenido de asfalto, y vacíos de aire, entre otros. Esto se corrobora con la investigación de Zhu & Fwa (2001) en el cual los tipos de mezcla a ensayar fueron definidos con base en la variación de los parámetros de temperatura, carga y velocidad de aplicación de esta, así como la composición granulométrica y tipo de asfalto.

La evidencia actual muestra que las mezclas con granulometría densa son las deseables para mitigar los efectos de la deformación permanente. Respecto a lo anterior,

Golalipour *et al.* (2012) concluyeron que mezclas elaboradas con granulometrías finas presentan menor deformación que las mezclas de granulometría gruesa.

A su vez, excesivos contenidos de asfalto probablemente darían lugar a la aparición de roderas en la mezcla asfáltica como resultado de un bajo porcentaje de vacíos de aire, después de que se haya completado la compactación por el tránsito. Sousa, Craus, & Monismith (1991) establecen que el contenido de asfalto en la mezcla resulta de mayor relevancia que las propias características del ligante asfáltico; así como, la probabilidad de la aparición de roderas en el pavimento asfáltico se incrementa significativamente cuando el porcentaje de vacíos de aire se encuentra por debajo del 2.5%. Por lo anterior, se puede concluir que la evaluación de la deformación permanente depende en gran medida de las características de mezcla asfáltica, por lo que su evaluación en laboratorio es imprescindible. En la Tabla I.1 se definen algunos de los parámetros que influirán en el desempeño de la mezcla a la deformación permanente.

Tabla I.1 Factores que influyen en la formación de roderas

Material o condición	**Factor**	**Cambio en el factor**	**Efecto en la resistencia a la deformación permanente**
Agregado	Textura superficial	Suave a rugosa	Incremento
	Graduación	Escalonada a continua	Incremento
	Forma	Redondeada a angular	Incremento
Agregado	Tamaño	Incremento en tamaño máximo	Incremento
Asfalto	Rigidez	Incremento	Incremento
Mezcla	Contenido de asfalto	Incremento	Decremento
	Contenido de vacíos	Incremento	Decremento
	VMA	Incremento	Decremento
Condiciones en campo	Temperatura	Incremento	Decremento
	Estado de esfuerzo/deformación	Incremento en la presión de contacto	Decremento
	Repeticiones de carga	Incremento	Decremento
	Agua	Seco a mojado	Decremento si la mezcla es susceptible al agua

Fuente: Sousa, Craus, & Monismith (1991)

La velocidad del tránsito tiene un efecto muy importante en el desempeño de la mezcla asfáltica a la formación de roderas. En el Proyecto WHRP-0092-09-01 del Programa de Investigación de Carreteras de Wisconsin se determinó que las mezclas asfálticas con buen desempeño en intersecciones contaban con números de flujo de 4 a 26 veces mayores que las mezclas para autopistas con tránsito normal (60 km/h aprox); por lo anterior, se determinó que las mezclas para intersecciones deberán tener un número de flujo 6 veces mayor a las mezclas para autopistas con tránsito normal.

De acuerdo con Meunier (2012), el nivel de deformación permanente medida bajo carga estática es mucho menor que la medida bajo condiciones equivalentes con solicitación cíclica. Bajo solicitaciones cíclicas se asume usualmente que la deformación total puede ser separada en una deformación recuperable (ε_r) y una deformación no recuperable o permanente (ε_p). En cada ciclo, la deformación no recuperable se mantiene muy baja y opacada por la deformación recuperable. El mismo autor comenta que se han realizado ensayos para comprobar que la evolución de la deformación permanente medida después de un periodo de reposo tiende a seguir el mismo comportamiento que sin periodo de reposo.

Para evaluar el comportamiento a la deformación permanente de la mezcla, Meunier et. al (2013) determinaron que hay 4 factores que juegan un papel principal en este, los cuales son: (1) el esfuerzo vertical, (2) el esfuerzo horizontal, (3) la temperatura y (4) la frecuencia. El modelo ESSO se basa en estos cuatro factores específicos.

Los modelos para cuantificar y predecir el comportamiento visco-plástico de las mezclas asfálticas se pueden agrupar en 3 categorías generales: (1) modelos basados en el número de ciclos de solicitación, (2) modelos basados en el nivel de esfuerzo aplicado al material, y (3) modelos basados en el nivel de esfuerzo y el número de ciclos de solicitación. Las dos primeras no son muy efectivas debido a que no acoplan el efecto del nivel de esfuerzo y el número de ciclos en un solo cálculo. Los modelos VESYS y ESSO se basan en el nivel de esfuerzo para calcular la evolución de la rodera desde un enfoque racional, sin embargo,

el modelo VESYS realiza una subestimación de la tasa de deformación en la Fase 2 que se extiende hasta la Fase 3, y realiza una buena estimación de la Fase 1. Por otro lado, el modelo ESSO realiza una sobreestimación de la Fase 1, una estimación certera de la Fase 2 y una subestimación de la Fase 3.

Justificación

La ingeniería de pavimentos en México se enfoca en dos necesidades primordiales para prevenir la formación de roderas en la carpeta asfáltica. La primera, es definir un ensayo que pueda estimar de manera concluyente el comportamiento de la mezcla asfáltica a la deformación permanente; y, la segunda, definir los límites de variación en los parámetros de diseño de la mezcla que se pueden permitir en el proceso constructivo sin llegar a generar problemas de desempeño.

El diseño volumétrico de la mezcla asfáltica involucra determinar una granulometría eficiente con un contenido de asfalto y un porcentaje de compactación óptimos, cumpliendo con ciertos requisitos volumétricos. Sin embargo, se ha observado que algunas obras con alto tránsito no logran cumplir con los parámetros especificados en el diseño, debido a deficiencias en el proceso constructivo. Gran parte de este problema es asociado al control de calidad durante el proceso constructivo. Aún y cuando existen tolerancias definidas para este proceso, estás fueron definidas para estimar las penalizaciones en el pago de estimaciones y no en función del desempeño de la mezcla asfáltica.

Las carreteras continúan siendo el principal modo de transporte en México para movilizar carga y pasajeros, por lo que los volúmenes de tránsito y carga que se movilizan por la red carretera siguen en incremento considerablemente cada año. Este incremento, que en ocasiones no se considera adecuadamente en la proyección del tránsito, ocasiona la presencia de degradaciones prematuras en los pavimentos, las cuales se ven reflejadas a una temprana edad de su vida útil. Sin embargo, no es solo el incremento en la magnitud de la

carga lo que mantiene los pavimentos en un mal estado, sino una gran deficiencia que existe desde la etapa constructiva debido a la falta de procedimientos en el diseño de la mezcla asfáltica, procesos constructivos, supervisión, control de calidad, y finalmente, corrupción.

En México, hace aproximadamente diez años, la Asociación Mexicana del Asfalto (AMAAC) en su protocolo PA-MA 01/2013 "Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño" propuso el uso del ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo para evaluar la susceptibilidad a la deformación de las mezclas asfálticas. En este protocolo se indica que para condiciones de alto tránsito la mezcla asfáltica debe ser ensayada a 50°C y cumplir con una deformación permanente menor a 10 mm para 20,000 pasadas. En la actualidad, este ensayo es utilizado para evaluar el desempeño de la mezcla en el diseño y en la mayoría del control de calidad y verificaciones de las obras realizadas en México.

En el laboratorio de asfaltos y mezclas asfálticas del IMT se adquirió el equipo en 2013 y desde entonces se han realizado ensayos con diferentes tipos de asfaltos siguiendo la recomendación AMAAC RA-01/17" Susceptibilidad a la humedad y a la deformación permanente por rodera de una mezcla asfáltica tendida y compactada, por medio del analizador de Rueda de Carga de Hamburgo (HWT)". Durante las evaluaciones realizadas se ha podido observar que si la estructura granulométrica es seleccionada de manera adecuada las mezclas cumplen con la especificación, independientemente si el asfalto es modificado. Sin embargo, en la práctica, los pavimentos presentan diferentes comportamientos en lo que se refiere a la deformación permanente.

Debido a que el ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo es un ensayo empírico, no se pueden obtener parámetros mecánicos de las propiedades a la deformación permanente, ni tampoco permite diferenciar con facilidad el comportamiento de distintas mezclas asfálticas, mientras la estructura granulométrica esté correctamente seleccionada. Por lo anterior, es indispensable utilizar en el diseño de la mezcla asfáltica un ensayo que nos proporcione parámetros mecánicos para determinar su comportamiento a la deformación permanente.

El objetivo de la presente investigación es determinar la capacidad del ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo (AASHTO T324-16) para detectar posibles variaciones en los parámetros de diseño que influencian en el comportamiento de la mezcla a la deformación permanente, así como definir un ensayo mecánico que pueda detectar dichas variaciones, con el empleo de un modelo de deformación permanente para obtener un valor que defina el comportamiento del material para utilizarlo en un software de diseño y pueda predecir el desempeño del pavimento a largo plazo.

Sousa et al. (1991) propusieron que para determinar la deformación permanente en las mezclas asfálticas es necesario que el método de ensayo cuente con las siguientes características: (1) la deformación permanente es causada por el flujo cortante de la mezcla, por lo tanto, el esfuerzo cortante aplicado bajo la muestra debería ser igual a la tensión en el pavimento; (2) la carga aplicada a la muestra debe ser cíclica o dinámica; y (3) obtención del comportamiento mecánico de la mezcla a la deformación permanente. Por ello la importancia de realizar la evaluación con alguno de los ensayos mecánicos que se realizan a nivel mundial e involucre dichas variables.

De acuerdo con la Asociación Mexicana del Asfalto, en México el ensayo más utilizado para evaluar el desempeño a la deformación, de la mezcla, es la Rueda Cargada de Hamburgo; sobre el cual es importante destacar que es un ensayo empírico, por lo cual la dispersión del ensayo es alta y no permite determinar el desempeño mecánico de la mezcla asfáltica, lo que involucra que no se pueda diagnosticar de una manera precisa el desempeño de la mezcla a lo largo de su vida útil. Por ello la necesidad de contar con un ensayo mecánico para determinar esta falla en los pavimentos flexibles.

Bibliografía

Angelone, S., Martínez, F., Santamaría, E., Gavilán, E., & Cauhapé, M. (2016). *Deformación permanente en mezclas asfálticas*. Universidad Nacional del Rosario. Obtenido de http://www.fceia.unr.edu.ar/secyt/rt/2006/rtid06_02.pdf

Bahia, H. H. (2001). *Characterization of modified asphalt binders in Superpave Mix Design*. Washington D.C.: National Academy Press.

Biligiri, K. P., Kaloush, K. E., Michael, S. M., & Witczak, M. W. (2007). *Rational modeling of tertiary flow of asphalt mixtures*. TRB No. 2001 (págs. 63-72). Washington, D.C.: TRB.

Christensen, D., & Bonaquist, R. F. (2015). *Modification of the resistivity-rutting model to use recoverable creep compliance*. Transportation Research Board. State College: TRB.

Golalipour, A., Jamshidi, E., Niazi, Y., Afsharikia, Z., & Khadem, M. (2012). *Effect of aggregate gradation on rutting of asphalt pavements*. Procedia - Social and Behavioral Sciences 53, 440-449.

Hossain, Z., Zaman, M., Ghosh, D., & Hobson, K. R. (2015). *Guidelines for implementing the multiple stress creep recovery (MSCR) test method*. Transportation Research Board. Oklahoma: TRB.

Huang, Y.H. (2004). *Pavement Analysis and Design*. 2nd Ed. Prentice Hall. Upper Saddle River: N.J.

Hyzl, P., Stehlik, D., & Varaus, M. (2009). *Experience with triaxial loading systems for the testing of road construction materials*. En Loizos, Partl, Scarpas, & Al-Qadi, Advanced testing and characterization of bituminous materials (págs. 909-926). Brno, República Checa: Taylor & Francis Group.

Jafari, M., Babazadeh, A., & Aflaki, S. (2015). *Effects of stress levels on the creep and recovery behaviour of modified asphalt binders with the same continuous performance grades*. Transportation Research Board. Tehran: TRB.

Kaloush, K., Witczak, M., & Sullivan, B. (2003). *Simple performance test for permanent deformation evaluation of asphalt mixtures*. Rilem Symposium (págs. 498-505). EUA: Manfred N Partl.

Meunier, M. (2012). *Prédiction de l'orniérage lié aux déformations permanents des enrobés bitumineux*. Tesis Doctoral presentada en la Éscuela de Tecnología Superior de la Universidad de Quebec. Montreal, Canadá.

Sousa, J., Craus, J., & Monismith, C. (1991). *SHRP-A318: Summary report on permanent deformation in asphalt concrete*. Washington, D.C.: Strategic Highway Research Program.

Tang, N., Huang, W., & Liu, S. (2015). *Comparative evaluation of dynamic oscillatory test and multiple stress creep recovery test in characterizing polymer modified asphalt at varying contents*. Transportation Research Board. Shanghai: TRB.

Wang, J., Molenaar, A., Van De Ven, M., & Wu, S. (2016). *Characterization of permanent deformation of a dense asphalt mixture*. Transportation Research Board. Delft: TRB.

Witczak, M., Kaloush, K., Pellinen, T., El-Basyouny, M., & Von Quintus, H. (2002). *NCHRP Report 465: Simple Performance Test for Superpave Mix Design*. Washington, D.C.: National Academy Press.

Zhu, L., & Fwa, T. (2006). *Rutting potential evaluation of asphalt mixtures by repeated-load creep test*. En International Journal of Highway Engineering V8-3 (págs. 21-28). Korea: Korean Society of Road Engineers.

Zhou, F., Scullion, T., & Lijun, S. (2004). *Verification and modeling of three-stage permanent deformation behavior of asphalt mixes*. En Journal of Transportation Engineering (págs. 486-494). ASCE.

Capítulo 1 : Evaluación de las variables de diseño por medio de un ensayo empírico

La presente etapa inicial de la investigación consiste en la evaluación del comportamiento de la mezcla asfáltica por medio del ensayo de referencia utilizado en México para evaluar el desempeño de la mezcla a la deformación permanente —el ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo—, y valorar si es un ensayo apropiado para predecir este tipo de deterioro evaluando distintos criterios de la mezcla asfáltica a ser considerados en el control de calidad de esta durante la etapa constructiva. Se realizará el análisis de una mezcla asfáltica de granulometría densa, y se irá modificando con base en cuatro parámetros de diseño que influyen, en mayor medida, en el desempeño a la deformación permanente de la misma (Angelone *et al*., 2016).

1.1 Revisión Bibliográfica

Actualmente en México, el diseño de una mezcla asfáltica densa se basa en las recomendaciones del Protocolo AMAAC PA-MA-01[3] (2013), basado principalmente en el método de diseño de mezclas Superpave del SHRP (Strategic Highway Research Program). En dicho documento se indican las características que debe cumplir una mezcla asfáltica en cuestión de granulometría, calidad del agregado pétreo, calidad del cemento asfáltico, temperaturas de mezclado y compactación, parámetros volumétricos y evaluación del desempeño.

Cabe mencionar que en el país también se sigue utilizando el método de diseño Marshall, sin embargo, es bien sabido que este no es un método eficiente para diseñar mezclas asfálticas para niveles de tránsito alto, y el modo de compactación no simula las condiciones de una mezcla real, por lo tanto, los resultados obtenidos no son representativos de la realidad.

Por otro lado, el control de calidad de una mezcla asfáltica se realiza con base en el Protocolo de Control de Calidad AMAAC PA-MA-02[2] (2016), el cual involucra los rangos de variación permitidos para las variables de diseño, así como las frecuencias de muestreo y ensayos recomendados para llevar a cabo un buen seguimiento del proceso constructivo y poder detectar posibles errores para ser corregidos a tiempo.

1.1.1 Diseño de una mezcla asfáltica

El diseño de una mezcla asfáltica en base al Protocolo de Diseño (PA-MA-01/2013[3]) se inicia con la combinación de 2 o 3 fracciones distintas de material pétreo de distintos tamaños —comúnmente grava, sello y arena— hasta lograr una granulometría de diseño que cumpla con las especificaciones indicadas en la Tabla 1.1. Dichas especificaciones se conocen como puntos de control y son proporciones de ciertos tamaños de malla que se recomienda cumpla una mezcla asfáltica densa para tener un buen desempeño.

Tabla 1.1 Puntos de control para granulometría de diseño

Tamaño nominal del material pétreo, mm (pulg.)						
Designación de la malla	**Abertura (mm)**	**37.5 (1 1/2")**	**25 (1")**	**19 (3/4")**	**12.5 (1/2")**	**9.5 (3/8")**
		Porcentaje que pasa, %				
2 "	50.0	100 - 100	-	-	-	-
1 ½"	37.5	90 - 100	100 - 100	-	-	-
1"	25	0 - 90	90 - 100	100 - 100	-	-
¾"	19	-	0 - 90	90 - 100	100 - 100	-
½"	12.5	-	-	0 - 90	90 - 100	100 - 100
⅜"	9.5	-	-	-	0 - 90	90 - 100
No. 4	4.75	-	-	-	-	0 - 90
No. 8	2.36	15 - 41	19 - 45	23 - 49	28 - 58	32 - 67
No. 16	1.18	-	-	-	-	-
No. 30	0.6	-	-	-	-	-
No. 50	0.3	-	-	-	-	-
No. 100	0.15	-	-	-	-	-
No. 200	0.075	0 - 6	1 - 7	2 - 8	2 - 10	2 - 10

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013[3]

El material pétreo y asfáltico que, combinados, generarán la mezcla asfáltica, deben cumplir con ciertos requisitos de calidad; esto con el objetivo de asegurarse que ambos materiales contarán con la suficiente resistencia y propiedades adecuadas para crear una mezcla con un buen desempeño. El material pétreo deberá cumplir con las especificaciones indicadas en la Tabla 1.2 para el agregado de tamaño grueso, y las especificaciones indicadas en la Tabla 1.3 para el agregado de tamaño fino.

Tabla 1.2 Requisitos de calidad de la fracción gruesa

Ensayo	Norma	Especificación
Gravedad específica bruta (G_{sb})	ASTM C127	2.4 mín.
Absorción (%)	ASTM C127	Reportar
Desgaste de Los Ángeles (%)	ASTM C131	30 máx.
Desgaste micro-deval (%)	ASTM D6928	18 máx.
Intemperismo acelerado (%)	ASTM C88	15 máx., para sulfato de sodio 20 máx., para sulfato de magnesio
Caras fracturadas (2 o más) (%)	ASTM D5821	90 mín.
Partículas planas y alargadas (%)	ASTM D4791	Relación 5 a 1: 10 máx.
Adherencia con el asfalto (%) de cubrimiento	AMAAC RA-08	90 mín.

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013[3]

Tabla 1.3 Requisitos de calidad de la fracción fina

Ensayo	Norma	Especificación
Gravedad específica bruta (G_{sb})	ASTM C128	2.4 mín.
Absorción (%)	ASTM C128	Reportar
Equivalente de arena (%)	ASTM D2419	50 mín.
Angularidad (%)	ASTM C1252	40 mín.
Azul de metileno (mg/g)	AMAAC RA-05	15 máx.

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013[3]

El cemento asfáltico deberá ser evaluado de acuerdo con la clasificación por Grado PG que se describe en la norma de la SCT N-CMT-4-05-004 y en la norma ASTM D6373 (2016), donde se determina su resistencia a las temperaturas altas (susceptibilidad a la deformación permanente), temperaturas intermedias (susceptibilidad al agrietamiento por fatiga) y temperaturas bajas (susceptibilidad al agrietamiento térmico). En la Tabla 1.4 se indican los ensayos a evaluar para el cemento asfáltico y las especificaciones de cada uno

para clasificarse como Grado PG. Otra característica del cemento asfáltico es que, al ser un material viscoelástico, le confiere dicha propiedad a la mezcla y, por lo tanto, la mezcla asfáltica presentará un comportamiento viscoelástico también. Por lo anterior, un par de parámetros importantes a obtener del cemento asfáltico, son las temperaturas de mezclado y compactación, pues la resistencia a fluir del material será la que marque la pauta para generar un buen recubrimiento del agregado y por consiguiente una buena mezcla. Por medio de la viscosidad rotacional es que se puede trazar la curva temperatura-viscosidad en escala semilogarítmica y transformar los rangos de viscosidad, indicados en la Tabla 1.5, en rangos de temperaturas de mezclado y compactación.

Tabla 1.4 Requisitos de calidad del asfalto por Grado PG

Grado de Desempeño			**64**				**70**				**76**			
			-16	**-22**	**-28**	**-34**	**-16**	**-22**	**-28**	**-34**	**-16**	**-22**	**-28**	**-34**
Temperatura máxima de diseño del pavimento, °C			64				70				76			
Temperatura mínima de diseño del pavimento, °C			>-16	>-22	>-28	>-34	>-16	>-22	>-28	>-34	>-16	>-22	>-28	>-34
Característica		**Norma**												
Asfalto Original														
Punto de inflamación Cleveland[1], °C, mín.		ASTM D92	230											
Viscosidad rotacional[2] @ 135 °C, Pa·s, máx.		ASTM D4402	3											
Corte dinámico[2] Geometría: 25 mm, Separación: 1 mm.	G*/sinδ, kPa, mín.	ASTM D7175	1											
	Temperatura de prueba @ 10 rad/s, °C		64				70				76			
Después de envejecimiento en Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO)[2] - (ASTM D 2872)														
Cambio de masa[2], %, máx.		ASTM D2872	1											
Corte dinámico[2] Geometría: 25 mm, Separación: 1 mm.	G*/sinδ, kPa, mín.	ASTM D7175	2.2											
	Temperatura de prueba @ 10 rad/s, °C		64				70				76			
Después de envejecimiento en Vasija de Presión y Temperatura (PAV)[1] - (ASTM D 6521)														
Temperatura de envejecimiento de PAV[2]; °C	Climas normales	ASTM D6521	100											
	Climas desérticos		100				110							
Corte dinámico[2] Geometría: 8 mm, Separación: 2 mm.	G*(sinδ), kPa, máx.	ASTM D7175	5000											
	Temperatura de prueba @ 10 rad/s, °C		28	25	22	19	31	28	25	22	34	31	28	25
Rigidez a flexión[2] @ 60 s	Rigidez "S", MPa, máx.	ASTM D6648	300											
	Pendiente "m", mín.		0.3											
	Temperatura de prueba, °C		-6	-12	-18	-24	-6	-12	-18	-24	-6	-12	-18	-24
Nota: Para otros rangos de temperaturas, referirse a la norma ASTM D6373.														

Fuente: ASTM D6373 (2016)

Tabla 1.5 Rango de viscosidades para determinar temperaturas de mezclado y compactación

Característica	Rango de viscosidad (Pa·s)
Temperatura de mezclado	0.15 a 0.19
Temperatura de compactación	0.25 a 0.31

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013[3]

Una vez evaluada la calidad de los materiales y establecida la granulometría de diseño, se procede a fabricar especímenes de prueba para determinar parámetros volumétricos que determinarán el desempeño de la mezcla. Para determinar los parámetros volumétricos se debe obtener inicialmente los valores de gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica compacta, conocida como G_{mb} (ASTM D2726, 2017), y posteriormente la gravedad específica teórica máxima de la mezcla, conocida como G_{mm} (ASTM D2041, 2011). Con ambas gravedades específicas se calcula el porcentaje de vacíos que presenta dicho espécimen compactado como se indica en la Ecuación 1.1. El porcentaje o contenido de vacíos equivale al recíproco del porcentaje de compactación (Ecuación 1.2). El porcentaje de compactación o densidad de la mezcla se denomina también comúnmente como $\%G_{mm}$, que es el porcentaje de la Gravedad específica teórica máxima.

$$V_a = \left(\frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}}\right) * 100 \qquad \textit{Ecuación 1.1}$$

$$\%G_{mm} = 100 - V_a = \frac{G_{mb}}{G_{mm}} * 100 \qquad \textit{Ecuación 1.2}$$

En la Tabla 1.6 se muestran los parámetros volumétricos que debe cumplir la mezcla asfáltica para distintos niveles de tránsito, así como, para granulometrías con tamaño nominal desde 9.5 mm hasta 37.5 mm.

Finalmente, una vez cumplidos todos los requisitos anteriores, la mezcla asfáltica debe ser evaluada por desempeño de acuerdo con 4 distintos ensayos, dependiendo el nivel

de diseño requerido. El nivel de diseño se elige en base al nivel de tránsito de diseño del pavimento, siendo estos los indicados en la Tabla 1.7.

Tabla 1.6 Valores de los parámetros volumétricos para el diseño óptimo de una mezcla.

Requerimientos para el diseño volumétrico de la mezcla										
Nivel de Tránsito (millones de ESALs)	**Densidad requerida (%Gmm)**			**Vacíos de agregado mineral mínimo en % - VMA**					**Vacíos llenos de asfalto %**	**Relación filler-asfalto**
	Nivel de compactación giratoria			**Tamaño nominal (mm)**						
	N_{ini}	**N_{dis}**	**N_{max}**	**37.5**	**25**	**19**	**12.5**	**9.5**		
< 0.3	< 91.5	96	< 98	11	12	13	14	15	70 - 80	0.6 - 1.2
0.3 a <3	< 90.5								65 - 78	
3 a <30	< 89								65 - 75	
> 30										

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013[3]

Tabla 1.7 Niveles de diseño en función del tránsito

Designación del nivel de tránsito	**Número de ejes equivalentes**	**Ensayos recomendados**
Nivel I: Tránsito bajo	< 1’000,000	- Diseño volumétrico - Susceptibilidad a la humedad (TSR)
Nivel II: Tránsito medio	De 1’000,000 a 3’000,000	- Diseño volumétrico - Susceptibilidad a la humedad (TSR) - Susceptibilidad a la deformación permanente
Nivel III: Tránsito alto	De 3’000,000 a 30’000,000	- Diseño volumétrico - Susceptibilidad a la humedad (TSR) - Susceptibilidad a la deformación permanente - Módulo dinámico
Nivel IV: Tránsito muy alto	> 30’000,000	- Diseño volumétrico - Susceptibilidad a la humedad (TSR) - Susceptibilidad a la deformación permanente - Módulo dinámico - Fatiga

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013[3]

1.1.2 Susceptibilidad a la humedad (TSR)

El ensayo de susceptibilidad de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad se realiza de acuerdo con la norma ASTM D4867 (2009). Se fabrican 6 especímenes de prueba, utilizando un compactador giratorio de acuerdo con la norma ASTM D6925 (2015) con dimensiones de 100 mm de diámetro y 63.5 ± 2.5 mm de altura, o 150 mm de diámetro y 95 ± 5 mm de altura y un contenido de vacíos de 7 ± 0.5 %.

Los especímenes son divididos en dos subgrupos de tal manera que los vacíos de aire promedio de ambos subgrupos sean similares. Los especímenes de un subgrupo se llamarán acondicionados, ya que serán sometidos a un proceso de acondicionamiento para generarles un daño interno. Inicialmente los especímenes acondicionados se llevan a un estado de saturación (S') entre el 70% y 80%, comparando el volumen de agua absorbida (J') con el volumen de vacíos (Va) de acuerdo con la Ecuación 1.3. El proceso de saturación se realiza con apoyo de un picnómetro de vacío, una bomba de vacío y un manómetro digital, aplicando una presión absoluta de 13 – 70 kPa durante un tiempo aproximado de 5 – 10 min.

$$S' = \frac{100J'}{Va} \qquad \textit{Ecuación 1.3}$$

Una vez llegado al grado de saturación requerido, los especímenes se envuelven en plástico adherible y se colocan dentro de una bolsa plástica agregándoles 10.0 ml de agua. Posteriormente, se someten a un ciclo de congelamiento a -18 ± 2 °C por un tiempo mínimo de 15 horas; y finalmente, un ciclo de descongelamiento en un baño de agua por 24 horas a 60 ± 1°C.

Previo a ser ensayados a tensión indirecta, ambos subgrupos de especímenes son situados en un baño de agua a 25 ± 1°C por un tiempo mínimo de 60 min.

Los especímenes se retiran del baño a 25 °C y se colocan en la mordaza Lottman para ser ensayados a tensión indirecta, con una velocidad de aplicación de carga constante de 50.8 mm/min (Ilustración 1.1).

Ilustración 1.1 Ensayo de especímenes a tensión indirecta

Se registra la carga máxima aplicada, a partir de la cual se calcula la resistencia a la tensión indirecta con la expresión que se indica a continuación:

$$S_t = \frac{2000P}{\pi\ t\ D} \qquad \textit{Ecuación 1.4}$$

Donde,

S_t = Resistencia a la tensión indirecta (kPa)

P = Carga máxima (N)

t = altura del espécimen (mm)

D = Diámetro del espécimen (mm)

Finalmente, se calcula la relación a la resistencia a la tensión indirecta (TSR) como se indica en la Ecuación 1.5.

$$TSR = \frac{S_{tm}}{S_{td}} \qquad \textit{Ecuación 1.5}$$

Donde,

S_{tm} = Resistencia a la tensión indirecta promedio del subgrupo acondicionado (kPa)

S_{td} = Resistencia a la tensión indirecta promedio del subgrupo no acondicionado (kPa)

De acuerdo con la especificación del Protocolo de Diseño, el valor de TSR de la mezcla deberá ser al menos de 80%, de lo contrario, se podrá sugerir el uso de un aditivo de adherencia o modificar el diseño volumétrico de la mezcla mediante la granulometría o el tipo de asfalto empleado.

1.1.3 Susceptibilidad a la deformación permanente

El ensayo se realiza de acuerdo con la norma AASHTO T324 (2016), y siguiendo las recomendaciones de temperatura y tiempo de carga de la Recomendación AMAAC RA01 (2017). Este método de prueba consiste en un procedimiento para evaluar la susceptibilidad a la humedad y a la formación de roderas en especímenes de mezcla asfáltica en caliente por medio de un equipo llamado Rueda Cargada de Hamburgo (RCH), Ilustración 1.2.

Ilustración 1.2 Equipo Rueda Cargada de Hamburgo

El método consiste en la aplicación de una carga en movimiento, simulando el paso de los vehículos —mediante una rueda metálica cargada— sobre especímenes de mezcla asfáltica previamente acondicionados y sumergidos en agua dentro del equipo a 50 ± 1°C. El equipo consta de dos ruedas metálicas que aplican la carga en movimiento a un par de especímenes cada una.

Se fabrican 4 especímenes de prueba, utilizando un compactador giratorio de acuerdo con la norma ASTM D6925 (2015) con dimensiones de 100 mm de diámetro y altura de 38 – 100 mm, además de un contenido de vacíos de 7 ± 1.0 %. La altura de los especímenes se ajustará de acuerdo con el tamaño nominal del agregado, así como a los moldes y a la marca del equipo utilizado. Los especímenes se deberán cortar a una distancia aproximada de 16 mm del centro del espécimen al borde exterior. La distancia exacta de corte se deberá verificar con el tamaño de los moldes.

El baño de agua debe estar previamente acondicionado a la temperatura de ensayo y los especímenes previamente montados en los moldes deberán sumergirse por un tiempo de 30 min previo al inicio de la prueba y no más de 60 ± 5 min.

Se inicia el ensayo, programando el equipo para aplicar un total de 10,000 ciclos de carga, que es lo equivalente a 20,000 pasadas de las ruedas sobre cada par de especímenes. Las ruedas deberán avanzar a una velocidad de 52 ± 2 pasadas/min y cada una generando una carga de 705 ± 4.5 N. Confirme el ensayo avanza, la mezcla se va deformando con el paso de la rueda y esta deformación se va registrando en un software de adquisición de datos como la profundidad de rodera contra el número de pasadas. Este ensayo es un método empírico para determinar la resistencia a la deformación permanente en condiciones extremas.

Finalmente, se reporta la deformación máxima de rodera a 20,000 pasadas, como el promedio de la rodera registrada en ambas ruedas. Como análisis adicional, se puede determinar la pendiente en la zona secundaria de la curva de deformación, conocida como tasa de deformación, así como el punto de inflexión, en caso de observarse el cambio hacia la zona terciaria (Figura 1.1).

La especificación del Protocolo de Diseño AMAAC indica que los especímenes deberán resistir cierto número de pasadas antes de alcanzar la deformación máxima permitida de 10 mm, dependiendo del nivel de diseño, como se indica en la Tabla 1.8.

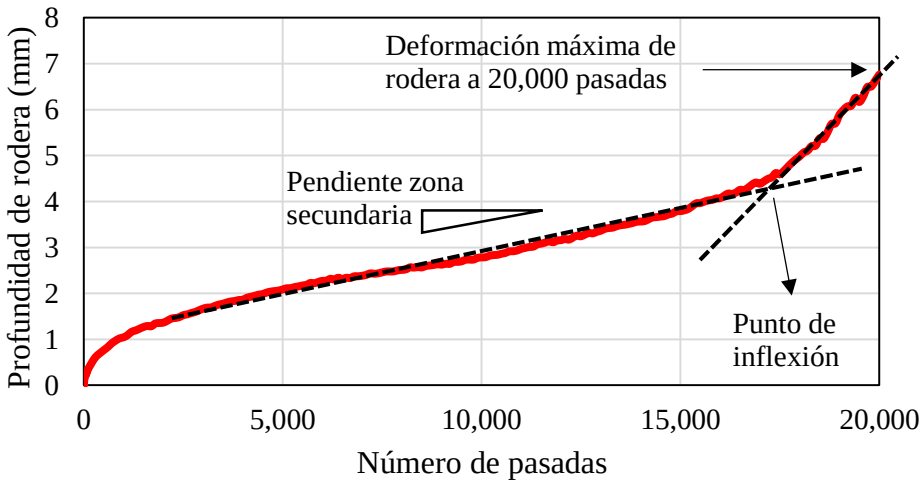


Figura 1.1 Análisis de resultados de la Rueda Cargada de Hamburgo

Tabla 1.8 Especificación para RCH

Nivel de tránsito	Pasadas mínimas para la deformación de 10 mm
Bajo	10,000
Medio	15,000
Alto y muy alto	20,000

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 01/2013[3]

1.1.4 Determinación del módulo dinámico

El módulo dinámico es el valor absoluto del módulo complejo que define las propiedades elásticas de un material de viscosidad lineal sometido a una carga sinusoidal. (Leiva, 2004)

El módulo dinámico es un número complejo que consta de dos partes; la parte real, la cual representa la rigidez (parte elástica) y la imaginaria que representa el amortiguamiento interno de los materiales (parte viscosa), (Huang, 2004) y es definido como la relación de la amplitud del esfuerzo sinusoidal máximo y la amplitud de la deformación sinusoidal máxima.

El ensayo consiste en aplicar un esfuerzo de compresión axial sinusoidal (haversine) a un espécimen de concreto asfaltico, a una temperatura y frecuencia de carga determinada (Delgado *et al.*, 2017). El esfuerzo aplicado y la deformación axial recuperable del espécimen son medidos y utilizados para calcular el módulo dinámico y el ángulo de fase. De acuerdo

con la norma AASHTO T342 (2011), se aplica una carga cíclica sinusoidal a un espécimen de concreto asfaltico de 100 mm de diámetro y 150 mm de altura, a las temperaturas de -10, 4, 21, 37 y 54°C y frecuencias de carga de 0.1, 0.5, 1.0, 5, 10 y 25 Hz para cada temperatura. Cada espécimen es ensayado para cada una de las 30 combinaciones de temperatura y frecuencia de carga, comenzando de la temperatura más baja a la más alta, y de la frecuencia más alta a la más baja. Durante el ensayo, se mide el esfuerzo y la deformación por medio de una celda de carga y transductores de variación lineal (LVDT's), respectivamente. La deformación del espécimen se mantiene dentro del rango lineal, entre 50 y 150 $\mu\varepsilon$, por lo que la carga aplicada es ajustada para cada frecuencia y temperatura para alcanzar el nivel de deformación apropiado.

La mezcla asfáltica es un material viscoelástico lineal, por lo que, para evaluar su desempeño, se hace uso del principio de superposición tiempo-temperatura. El principio de superposición tiempo-temperatura es un concepto de física de polímeros. Este principio es usado para determinar las propiedades mecánicas dependientes de la temperatura de materiales viscoelásticos lineales de propiedades conocidas a una temperatura de referencia. Considera que el material tiene un comportamiento termosensible. (Huang, 2004)

Para aplicar el principio de superposición tiempo-temperatura la muestra debe ser homogénea, isotrópica y amorfa. El material debe ser viscoelástico lineal en el rango de deformaciones de interés. La mezcla asfáltica generalmente es considerada un medio continuo (homogéneo), isotrópica, viscoelástica lineal y termosensible.

El módulo dinámico es una función de la frecuencia (tiempo) y la temperatura, de manera que el valor del módulo dinámico puede ser representado utilizando una sola variable reducida que depende de la frecuencia y temperatura del ensayo [ω*f(T)].

Este principio permite que un mismo valor de módulo del material pueda ser obtenido para diferentes pares frecuencia-temperatura (ω-T), como indica la Ecuación 1.6.

$$E^*(\omega_1,T_1) = E^*(\omega_2,T_2) \text{ para } \omega_1 f(T_1) = \omega_2 f(T_2) \qquad \textit{Ecuación 1.6}$$

Utilizando este principio, es posible construir una curva única para una temperatura de referencia T_R seleccionada arbitrariamente. Para construirla, es necesario realizar ensayos de laboratorio a diferentes temperaturas y frecuencias, luego cada isoterma de temperatura es trasladada paralelamente al eje de las abscisas, con respecto a la isoterma de referencia T_R, hasta tener una superposición de los puntos de todas las isotermas (Figura 1.2).

El valor del factor de desplazamiento (a_T) de cada isoterma con respecto a T_R se denomina log(a_T), donde a_T es una función de la temperatura, que es un indicador de la susceptibilidad térmica de la mezcla asfáltica y que solo depende del tipo de material asfáltico utilizado.

El factor de desplazamiento horizontal (a_T) es calculado usando la relación empírica (Ecuación 1.7) de Williams-Landel-Ferry (WLF), (Delgado H., 2013):

$$log(a_T) = \frac{-C_1(T - T_R)}{(T - T_R) + C_2} \qquad \textit{Ecuación 1.7}$$

Donde,

C_1 y C_2: Constantes positivas que dependen del material

T_R: Temperatura de referencia, °C

T: Temperatura de ensayo, °C

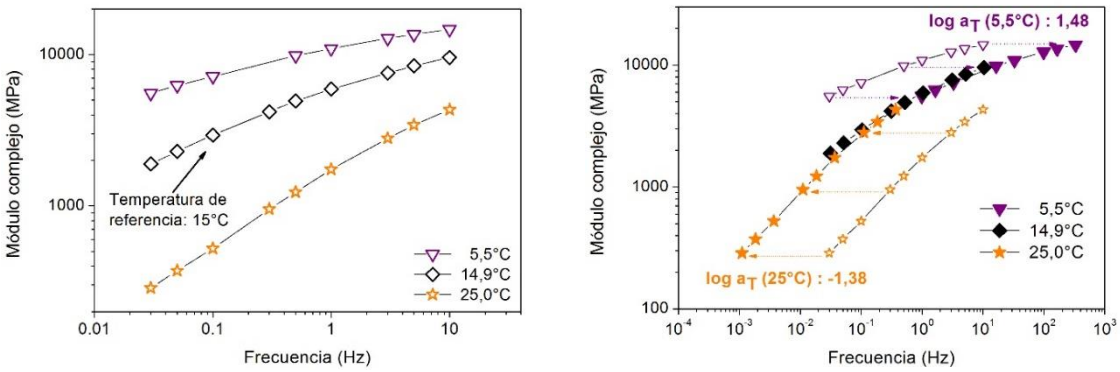


Figura 1.2 Construcción de la curva maestra

Delgado et al. (2017)

La curva construida se conoce como “Curva Maestra”, y se ilustra en la Figura 1.3, la cual es característica del material y permite determinar valores de módulo en frecuencias que no pueden ser obtenidas experimentalmente.

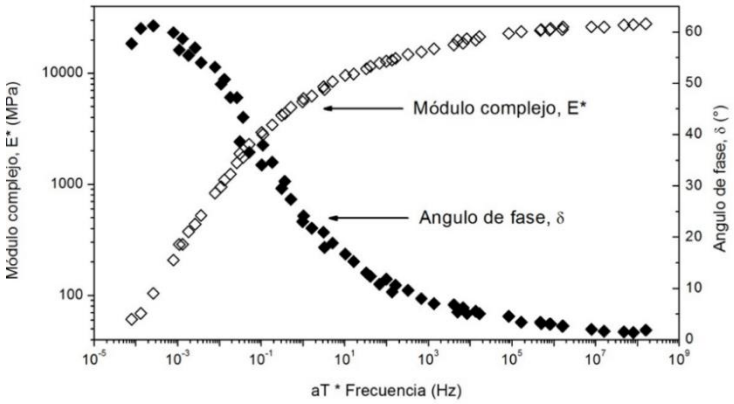


Figura 1.3 Curva maestra de módulo dinámico
Delgado et al. (2017)

1.1.5 Resistencia a la fatiga

Se realizará una breve descripción del ensayo, debido a que es el Nivel IV de evaluación de Diseño del Protocolo AMAAC, sin embargo, la presente investigación no se enfoca en el fenómeno de fatiga.

La fatiga de un material se caracteriza por su ruptura después de la aplicación repetida de un gran número de solicitaciones (en la práctica $N > 10^4$), en donde la amplitud de la solicitación es inferior a la carga de ruptura instantánea de la probeta. En el caso de mezclas asfálticas, éstas son sometidas a solicitaciones de corta duración al paso de los ejes del vehículo. La fisuración por fatiga no se presenta inmediatamente, ésta se presenta con el tiempo, debido a la repetición de cargas en la base de la carpeta asfáltica a causa de esfuerzos de tracción que se acumulan a cada paso de los neumáticos.

Durante el ensayo de fatiga, independientemente de la solicitación impuesta, se distinguen tres fases de evolución del módulo de rigidez en función del número de ciclos:

Fase 1: fase de adaptación, se observa una caída rápida del valor del módulo. Durante este periodo, se asocian fenómenos como el calentamiento y la tixotropía.

Fase 2: fase de la fatiga, está definida por una línea ligeramente inclinada que traduce el establecimiento de un régimen estable y cuasi-lineal, con una lenta evolución del daño causado por la creación de micro-fisuras al interior del material.

Fase 3: fase de ruptura, el módulo decrece brutalmente, se presentan zonas de concentración de esfuerzos y un desarrollo rápido de macro-fisuras, de igual forma la aparición de perturbaciones térmicas en los puntos de fisuración.

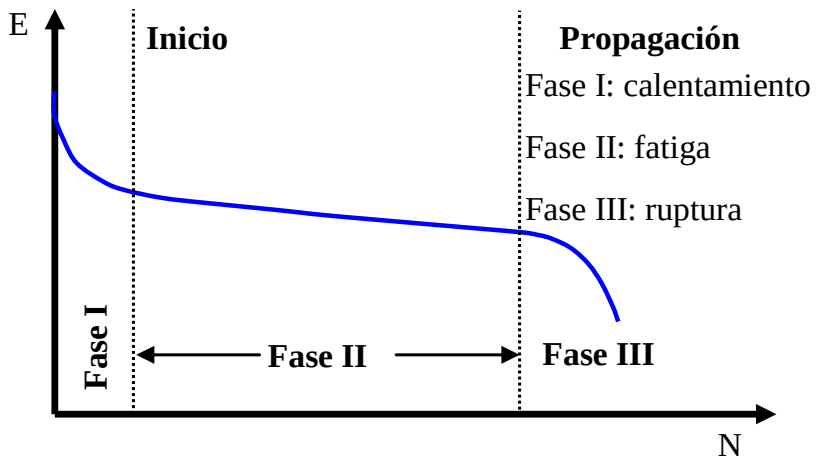


Figura 1.4 Distinción de las tres fases en el ensayo de fatiga

Para determinar el momento de falla del espécimen, actualmente se utiliza el criterio clásico, donde la probeta se considera en "ruptura" si su módulo llega a la mitad de su valor inicial medido en el ciclo cincuenta de carga bajo las mismas condiciones de ensayo (misma temperatura y frecuencia). La vida útil N_f es entonces el número de ciclos correspondientes a un módulo de rigidez igual a la mitad de su módulo inicial.

1.1.6 Control de calidad en la mezcla asfáltica

El control de calidad en la mezcla asfáltica involucra la evaluación de los materiales en banco y en planta, con muestreos cada cierto volumen empleado, con el objetivo de darle

seguimiento al material que se está adquiriendo y garantizar el diseño de la mezcla asfáltica. Cabe mencionar que si el origen del agregado pétreo, su granulometría o el cemento asfáltico son modificados durante la etapa constructiva de la obra, el diseño de la mezcla asfáltica original no se mantendrá y los parámetros volumétricos serán distintos a los iniciales, por lo que muy probablemente se estará fabricando una mezcla deficiente.

Respecto al contenido de asfalto de la mezcla y a la granulometría de diseño, en la Tabla 1.9 se indican las tolerancias permitidas durante la ejecución de la obra. Cabe destacar que no existe especificación en tolerancia para las temperaturas de mezclado y compactación, pues estas ya están indicadas en un rango de trabajo que deberá respetarse para garantizar una buena fabricación y colocación. Por otro lado, la tolerancia en el contenido de vacíos se especifica ser de un 2%, por lo tanto, deberá mantenerse en un rango del 2 – 6 %, lo que equivale a un 94 – 98 % de compactación.

Tabla 1.9 Tolerancias en parámetros de diseño

Propiedad de composición de la mezcla	**Método de extracción (Rotarex)**	**Método de ignición**
	ASTM D2172	ASTM D6307
Contenido de asfalto, %	± 0,3	± 0,18
Material que pasa por las mallas superiores a la No. 4 (4,75mm)[1]	± 3	
Material que pasa por las mallas comprendidas entre la No. 8 (2,36mm) y la No. 100 (0,15mm)[1]	± 2	
Material que pasa la malla No. 200 (0,075mm)[1]	± 0,7	
Gravedad específica teórica de la mezcla compactada (G_{mm})[1]	Reportar	

Fuente: Protocolo AMAAC PA-MA 02/2016[2]

1.2 METODOLOGÍA

El objetivo del presente Capítulo es realizar la evaluación a la deformación permanente de 4 parámetros fundamentales en el diseño de una mezcla asfáltica de referencia (granulometría, contenido de vacíos —o grado de compactación—, contenido de asfalto, y temperatura de compactación); que, además son las variables con mayor influencia en el desempeño de una mezcla a este modo de falla. Se estableció partir de una mezcla de alto

desempeño para valorar adecuadamente las deficiencias que le pudieran otorgar las variaciones de los parámetros de control.

La evaluación se realizará por medio del ensayo de Susceptibilidad a Deformación Permanente por medio de la Rueda Cargada de Hamburgo, siendo el más utilizado en México actualmente para evaluar este deterioro, y el que actualmente marca la especificación de Diseño del Protocolo AMAAC como criterio de referencia.

El equipo utilizado para el presente estudio es una Rueda Cargada de Hamburgo marca Controls con moldes circulares de polietileno para la sujeción de los especímenes. Los especímenes compactados deben cumplir en dimensiones geométricas con un diámetro de 150.0 mm y 60.0 mm de altura, así como un porcentaje de vacíos de 7±1%.

La variación de la granulometría (G_r) se realizó en base a las tolerancias establecidas por el Protocolo de Control de Calidad (AMAAC PA-MA-02, 2016) para mezclas asfálticas de granulometría densa. Dichas variaciones serán representadas por las mezclas $G1_{sup}$ y $G1_{inf}$, siendo estas 1 (±) vez la tolerancia permitida, mientras que las mezclas $G1.5_{sup}$ y $G1.5_{inf}$ se considerarán 1.5 (±) veces de la tolerancia permitida; y finalmente las mezclas $G2_{sup}$ y $G2_{inf}$ se considerarán con el doble (±) de la tolerancia permitida.

La influencia del contenido de asfalto (P_b) se evaluó como ±0.3 % del contenido óptimo, siendo el máximo permisible positivo para control de calidad por el mismo Protocolo de Control de Calidad, así como también se eligieron porcentajes de ±0.5 %, ±1.0% y ±2.0%. Se determinó evaluar tanto el rango positivo como el negativo para observar la influencia de un exceso o falta de asfalto en la deformación permanente.

La variación en el contenido de vacíos (V_a) se definió en incrementos de 2 % desde el contenido de vacíos de diseño (4 %); esto para simular una mala condición de compactación hasta un 11 % de vacíos que equivale a un 89 % de compactación. Cabe destacar que, para la variación de la granulometría, contenido de asfalto y temperatura de compactación, el porcentaje de vacíos de referencia será de 7 ± 1 % para cumplir con las

condiciones establecidas por el método de prueba para evaluación de la deformación permanente por medio de la Rueda Cargada de Hamburgo. Los porcentajes de vacíos utilizados para la verificar la variación de este parámetro, serán entonces: 4 ± 1 %, 9 ± 1 % y 11 ± 1 %.

Finalmente, para evaluar la atribución de la temperatura de compactación (T_c) a la deformación permanente, se partió de una temperatura óptima de 150 °C y se evaluó mediante un gradiente de 10, 25, 35 y 55 °C respecto a la temperatura óptima. Las variaciones se resumen en la Tabla 1.10.

.

Tabla 1.10 Variables de diseño en la mezcla para RCH

Mezcla	Nomenclatura	Contenido de vacíos	Granulometría	Contenido de asfalto	Temperatura de compactación
Referencia	Ref	Referencia (7 ± 1 %)	Referencia (diseño)	Óptimo (5.4 %)	Óptima (150 °C)
Variación de la granulometría (G_r)	$G1_{sup}$		Retenido No. 4: +3 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: +2 % Pasa No. 200: +0.7 %		
	$G1_{inf}$		Retenido No. 4: -3 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: -2 % Pasa No. 200: -0.7 %		
	$G1.5_{sup}$		Retenido No. 4: +4.5 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: +3 % Pasa No. 200: +1.05 %		
	$G1.5_{inf}$		Retenido No. 4: -4.5 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: -3 % Pasa No. 200: -1.05 %		
	$G2_{sup}$		Retenido No. 4: +6 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: +4 % Pasa No. 200: +1.4 %		
	$G2_{inf}$		Retenido No. 4: -6 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: -4 % Pasa No. 200: -1.4 %		
Variación del contenido de asfalto (P_b)	P_b 3.4		Referencia (diseño)	- 2.0 %	
	P_b 4.4			- 1.0 %	
	P_b 4.9			- 0.5 %	
	P_b 5.1			- 0.3 %	
	P_b 5.7			+ 0.3 %	
	P_b 5.9			+ 0.5 %	
	P_b 6.4			+ 1.0 %	
	P_b 7.4			+ 2.0 %	
Variación de vacíos de aire (v_a)	V4	4 ± 1 %		Óptimo (5.4 %)	
	V9	9 ± 1 %			
	V11	11 ± 1 %			
Variación de la temperatura de compactación (T_c)	T140	7 ± 1 % (Ref)		Óptimo (5.4 %)	Óptima - 10 °C
	T125				Óptima - 25 °C
	T115				Óptima - 35 °C
	T95				Óptima - 55 °C

1.3 DISEÑO DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

Se realizó el diseño de una mezcla asfáltica de granulometría densa de alto desempeño como material de referencia, y sobre la cual se aplicarán las variaciones indicadas en la Tabla 1.10..

1.3.1 Calidad del material asfáltico

El ligante asfáltico utilizado es un material producto de la refinería de Salamanca, Gto., en México, comercializado como Ekbé y producido por PEMEX. Este ligante no cuenta con modificadores incorporados, por lo que se trata de un material virgen sin propiedades elastoméricas. En la Tabla 1.4 se expusieron las especificaciones que deben cumplir las propiedades del material asfáltico; y a su vez, en la Tabla 1.11 se presentan los resultados obtenidos de la caracterización de este.

Tabla 1.11 Características de calidad del material asfáltico PG64-16

Ensayo	Norma	Temperatura de prueba	Parámetro	Resultado	Especificación
Condición original					
Recuperación elástica por torsión	M-MMP-4-05-024-02	25 °C	R_e	8%	N/A
Densidad relativa	ASTM D70-09	25 °C	G_b	1.031	N/A
Viscosidad rotacional	ASTM D4402-15	135 °C	η	0.550 Pa·s	≤ 3 Pa·s
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	64 °C	G*/senδ	1.980 kPa	≥ 1 kPa
Envejecimiento en Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO), ASTM D2878-12					
Cambio de masa	ASTM D2872-12	163 °C	CM	-0.463 %	≤ 1.0%
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	64 °C	G*/senδ	8.156	≥ 2.2 kPa
Envejecimiento en Vasija de Presión y Temperatura (PAV), ASTM D6521-13					
Envejecimiento PAV	ASTM D6521-13	100 °C	N/A		
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	28 °C	G*(senδ)	2659	≤ 5,000 kPa
Reómetro de Viga a Flexión (BBR)	ASTM D6648-08	-6 °C	S	72.7 MPa	≤ 300 MPa
			m	0.329	≥ 0.300

A partir de los resultados obtenidos en laboratorio el material asfáltico utilizado se clasifica como un PG 64-16. Así mismo, mediante el ensayo de recuperación elástica por torsión, se verificó que el cemento asfáltico no contaba con polímeros incorporados, por lo tanto, al ser un cemento asfaltico sin agentes modificadores, se determinó la carta de viscosidad mediante el ensayo de viscosidad rotacional, obteniendo con ella las temperaturas de mezclado y compactación recomendadas para la fabricación de la mezcla asfáltica. En la Tabla 1.12 se muestran los resultados de viscosidad obtenidos para distintas temperaturas, obteniendo así lecturas que se encuentran dentro de los rangos de viscosidad establecidos.

Tabla 1.12 Resultados para carta de viscosidad.

Temperatura de prueba (°C)	Viscosidad, η (Pa.s)	Torque (%)
135.0	0.550	56.9
145.0	0.369	38.4
155.0	0.252	25.6
165.0	0.179	17.9
175.0	0.125	12.5

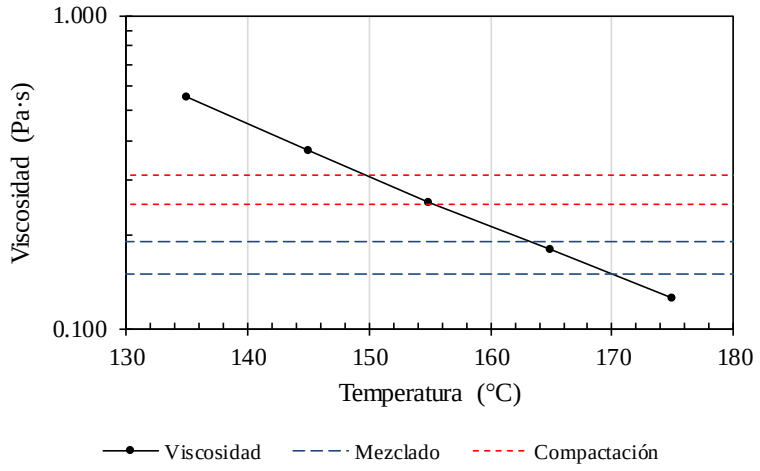


Figura 1.5 Determinación de las temperaturas de mezclado y compactación

Por medio de los resultados de viscosidad se traza la curva temperatura-viscosidad en escala semilogarítmica como se muestra en la Figura 1.5 y se trasforman los rangos de

viscosidad establecidos en el método de diseño en rangos de temperaturas de mezclado y compactación (Tabla 1.13).

Tabla 1.13 Rangos de temperatura de mezclado y compactación

Característica	Rango de temperaturas, °C
Temperatura de mezclado	162 a 170
Temperatura de compactación	150 a 155

1.3.2 Calidad del material pétreo

El material pétreo utilizado para la fabricación de las mezclas fue producto del banco de material La Cañada, ubicado en el municipio de El Marqués, en el estado de Querétaro; el agregado es de origen basáltico y cuenta con un tratamiento de triturado total y cribado. Las características físicas del material se determinaron de acuerdo con las especificaciones para la fracción gruesa y fina. La Tabla 1.14 y la Tabla 1.15 indican las características de calidad del material para cada fracción.

Tabla 1.14 Características de calidad de la fracción gruesa

Característica	Norma	Especificación	Resultados
Densidad relativa	ASTM C127	2.4 mín.	2.736
Absorción, %	ASTM C127	-	1.6
Desgaste Los Ángeles, %	ASTM C 31	30 máx.	13
Desgaste Microdeval, %	ASTM D6928	18 máx.	8.1
Intemperismo acelerado, %	ASTM C88	15 máx. para sulfato de sodio	1
Caras fracturadas, % (2 caras o más)	ASTM D5821	90 mín.	99
Partículas planas y alargadas, %	ASTM D4791	5 a 1, 10 máx.	5
Adherencia con el asfalto, % de cubrimiento	AMAAC RA-08	90 mín.	89

Tabla 1.15 Características de calidad de la fracción fina

Característica	Norma	Especificación	Resultados
Densidad relativa	ASTM C 128	2.4 mín.	2.623
Absorción, %	ASTM C 128	-	2.4
Equivalente de arena, %	ASTM D 2419	50 min.	64
Angularidad, %	ASTM C 1252	40 mín.	46.5
Azul de metileno, mg/g	AMAAC RA-05	15 máx.	12

1.3.3 Estructura granulométrica

La granulometría de cada fracción se determinó con base en lo establecido en la norma ASTM C136 (2014) y se combinaron tres fracciones (grueso, sello y fino) para obtener la granulometría de diseño con un tamaño nominal de 19.0 mm (3/4”).

Los criterios de selección de una combinación de materiales incluyen la experiencia que se tenga con dichos materiales pétreos para este tipo de mezclas. Algunos lineamientos que se consideraron son: (1) evitar el uso de mezclas plásticas que pueden deberse, entre muchos otros factores, al uso de materiales redondeados sin la trituración mínima requerida, (2) evitar el uso de materiales con bajo contenido de material que pasa la malla No. 200, y (3) evitar combinaciones granulométricas que provoquen que el material se aproxime a la línea de máxima densidad.

En la Tabla 1.16 se pueden observar los porcentajes de material que definen la granulometría de diseño (denominada con la nomenclatura G_{ref}), siendo esta la granulometría de referencia para la presente investigación.

Tabla 1.16 Granulometría de diseño

Tamiz	**Granulometría de diseño (% pasa)**	**Puntos de Control para TN = ¾” (PA-MA 01/2013[3])**	
		mín	**máx**
1"	100.0	100	100
¾"	100.0	90	100
½"	85.7	-	90
⅜"	65.3	-	-
No. 4	37.5	-	-
No. 8	26.3	23	49
No. 16	18.6	-	-
No. 30	13.8	-	-
No. 50	10.4	-	-
No. 100	8.2	-	-
No. 200	6.0	2	8

En la misma tabla se indican los límites establecidos como puntos de control para algunos de los tamaños, observándose que la granulometría de diseño se encuentra dentro de estos límites. En la Figura 1.6 se visualiza la representación gráfica de la estructura granular con los puntos de control en la Gráfica de Fuller. El eje de las abscisas representa la abertura de la malla, elevada a la potencia 0.45; mientras que el eje de las ordenadas el porcentaje de material que pasa cada malla.

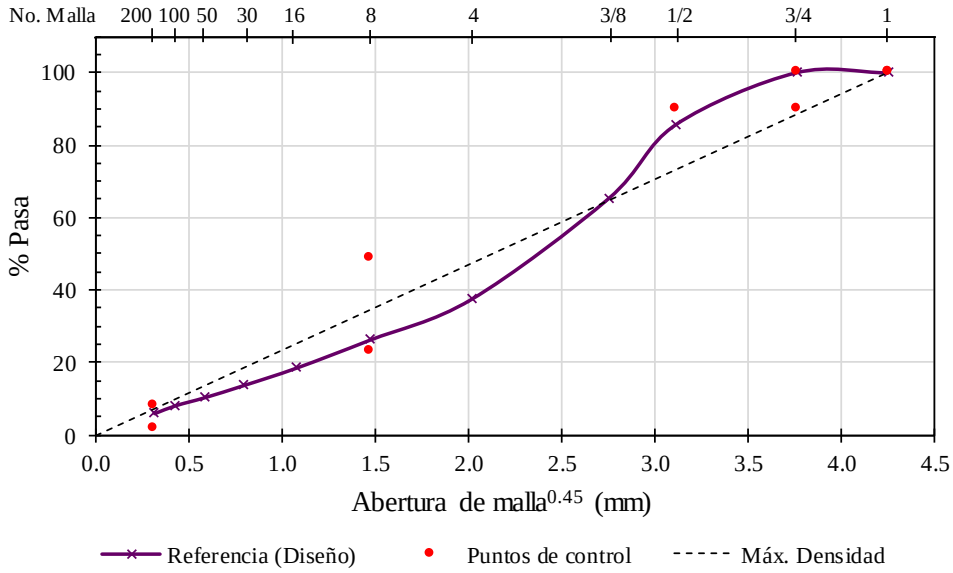


Figura 1.6 Representación gráfica, granulometría de diseño

1.3.4 Diseño volumétrico

Se diseñó una mezcla para soportar un nivel de tránsito alto (de 3 a 30 millones de ejes equivalentes), con una granulometría de TN 19.0 mm. Por lo anterior, para el nivel de tránsito y granulometría definida, los requerimientos volumétricos que debe cumplir la mezcla asfáltica son: 4% de vacíos de aire, vacíos del agregado mineral mayor a 13%, vacíos llenos con asfalto entre 65 y 75%, una relación de filler-asfalto entre 0.6 y 1.2 y la compactación de los especímenes de diseño son a 100 giros, con revisión de los niveles de compactación al N_{ini} y N_{max} a 8 y 160 giros, respectivamente.

Se consideraron ocho especímenes de diseño (150.0 mm de diámetro y 115 ± 5 mm de altura), con diferentes contenidos de asfalto para determinar el porcentaje óptimo (Ilustración 1.3). Los porcentajes iniciales de asfalto se encuentran en un rango entre 5.0 y 6.0% de asfalto. Posteriormente, se determinaron las propiedades volumétricas para definir el porcentaje de asfalto óptimo para la mezcla asfáltica (Tabla 1.17). La Figura 1.7 muestra los valores de vacíos de aire, vacíos del agregado mineral, vacíos llenos de asfalto y la proporción de polvo; así como la densificación de la mezcla.

Ilustración 1.3 Especímenes de diseño

Tabla 1.17 Propiedades volumétricas de los especímenes de diseño

Contenido de asfalto (%)	Altura (mm) @ N_{ini}	Altura (mm) @ N_{dis}	G_{mb}	$G_{mb\ promedio}$	G_{mm}	Vacíos de aire (%)
5.0	128.78	114.2	2.418	2.419	2.558	5.4
	127.87	113.93	2.419			
5.4	128.69	113.63	2.429	2.432	2.542	4.3
	127.71	113.16	2.434			
5.5	126.59	112.17	2.443	2.444	2.538	3.7
	126.51	112.09	2.445			
6.0	126.82	112.31	2.438	2.441	2.518	3.1
	127.84	113.62	2.443			

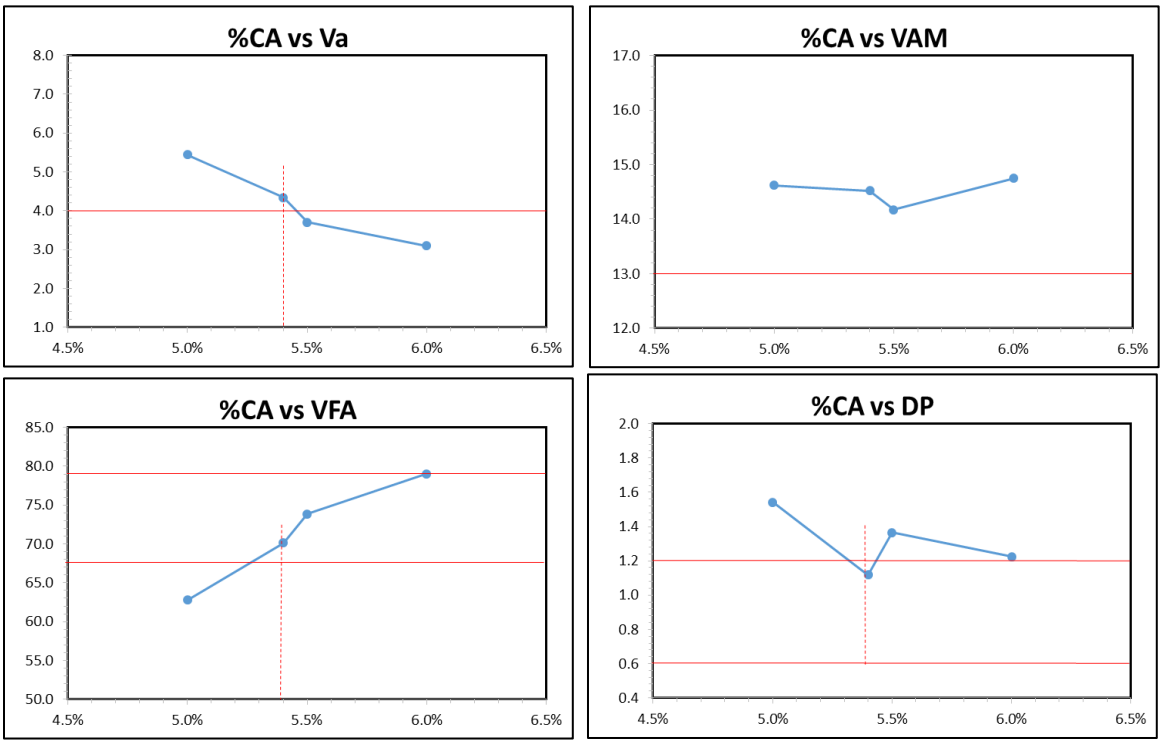


Figura 1.7 Representación gráfica de las propiedades volumétricas de diseño

Una vez analizados los resultados de la Figura 1.7, se fijó el contenido óptimo de asfalto igual a 5.4%, porcentaje con el que la mezcla asfáltica cumple los requerimientos solicitados por el Protocolo de Diseño; así mismo, en la

Tabla 1.18 se presenta un resumen de las propiedades volumétricas para el porcentaje óptimo de asfalto.

Tabla 1.18 Propiedades volumétricas para el contenido óptimo de asfalto

P_b (%)	Promedio G_{mb}@N_{ini}	Promedio G_{mb}@N_{dis}	G_{mm}	%G_{mm} @N_{ini}	%G_{mm} @N_{dis}	VAM (%)	VFA (%)	P_{be}	DP (%)
5.4	2.151	2.432	2.542	84.6	95.7	14.52	70.11	4.4	1.12

1.3.5 Determinación de la susceptibilidad a la humedad (TSR)

Se fabricaron seis especímenes con el contenido de asfalto óptimo (5.4%) y dimensiones de 100.0 mm de diámetro y 63.0 mm de altura. Se determinó el porcentaje de vacíos de cada espécimen de acuerdo con la Ecuación 1.1.

El valor de G_{mm} utilizado fue de 2.542; el cual corresponde al valor de gravedad específica teórica máxima de la mezcla con un 5.4% de cemento asfáltico como se indica en la Tabla 1.18. En la Tabla 1.19 se presentan los resultados del porcentaje de vacíos de los especímenes compactados, con lo cual se verificó el cumplimiento de la especificación de V_a = 7 ± 0.5%.

Tabla 1.19 Determinación Va, especímenes TSR

No. Espécimen	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Gmb	V_a (%)
13	99.84	63.29	2.364	7.0
16	99.84	62.70	2.370	6.8
17	99.88	62.93	2.367	6.9
19	99.95	63.42	2.369	6.8
20	99.87	62.64	2.373	6.7
47	100.01	59.57	2.357	7.3

Los especímenes fueron divididos en dos subgrupos de tal manera que los vacíos de aire promedio de ambos subgrupos fueran aproximadamente iguales. El primer subgrupo lo conformaron los especímenes No. 13, 17 y 47, y el segundo subgrupo los especímenes No. 16, 19 y 20. Los especímenes del subgrupo dos fueron acondicionados, llevándolos al estado de saturación (S') entre el 70% y 80%. En la Tabla 1.20 se presentan los resultados obtenidos del grado de saturación de los especímenes acondicionados, mismos que cumplen con la especificación requerida.

Tabla 1.20 Grado de saturación, especímenes acondicionados

No. Espécimen	Masa del espécimen en condición SSS (g)	Volumen de agua absorbida (cm^3)	Grado de saturación (%)
16	1142.4	22.4	70.2
19	1145.4	24.3	75.3
20	1142.9	75.3	71.1

Una vez aplicado el grado de saturación, los especímenes se sometieron al ciclo de congelamiento y posteriormente al descongelamiento de acuerdo con el método de prueba. De acuerdo con el resultado de TSR mostrado en la Tabla 1.21, la mezcla cumple con la especificación solicitada de al menos 80%.

Tabla 1.21 Resultados TSR

Criterio	Especímenes acondicionados			Especímenes no acondicionados		
No. Espécimen	16	19	20	13	17	47
Carga máxima (N)	9754	10973	10300	11246	12122	14411
Tensión indirecta (kPa)	991.9	1102.0	1048.2	1133.0	1227.8	1539.9
Promedio Tensión indirecta (kPa)	1047.4			1300.2		
TSR (%)	81					

1.3.6 Determinación de la susceptibilidad a la deformación permanente

Se fabricaron cuatro especímenes con dimensiones de 100.0 mm de diámetro y 60.0 mm de altura con el contenido de asfalto óptimo (5.4%). Se determinó el porcentaje de vacíos de cada espécimen de acuerdo con la Ecuación 1.1.

El valor de G_{mm} utilizado fue de 2.542; el cual corresponde al valor de gravedad específica teórica máxima de la mezcla con un 5.4% de cemento asfáltico como se indica en la Tabla 1.18. En la Tabla 1.22 se presentan los resultados del porcentaje de vacíos de los especímenes compactados, con lo cual se verificó el cumplimiento de la especificación de $V_a = 7 \pm 1\%$.

Tabla 1.22 Determinación Va, especímenes RCH

No. Espécimen	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Gmb	V_a (%)
9	99.94	60.29	2.344	7.7
10	99.89	60.70	2.349	7.4
11	99.92	59.93	2.347	7.8
12	99.92	60.42	2.355	7.6

En la Ilustración 1.4 (izquierda) se observan los cuatro especímenes de diseño montados dentro de los moldes de polietileno en el equipo de Hamburgo previo a ser ensayados, mientras que en la misma ilustración (derecha) se observan también una vez que finalizó el ensayo, donde se alcanza a apreciar la formación de la rodera en la mezcla.

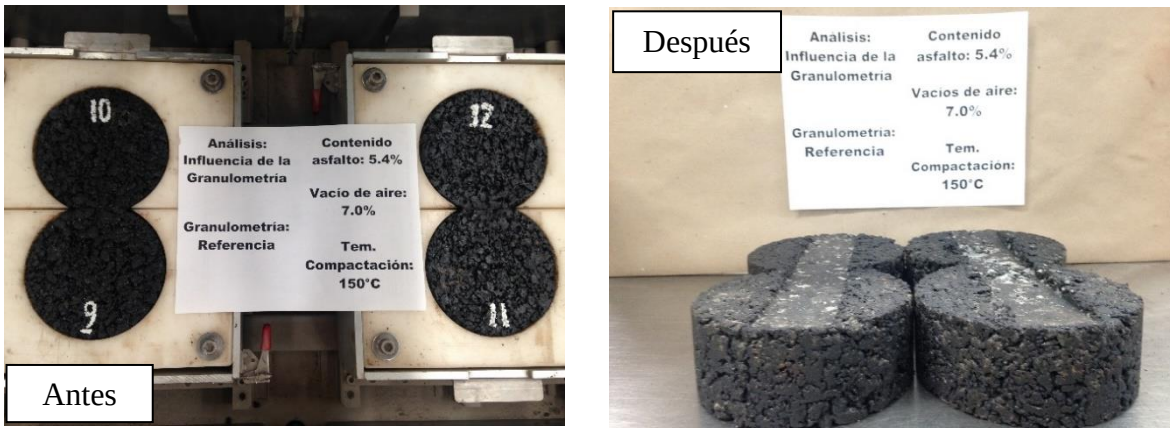


Ilustración 1.4 Especímenes de diseño en RCH, antes y después

Los resultados del ensayo se ilustran en la Figura 1.8 donde se aprecia la evolución de la rodera en cada una de las ruedas (rueda 1 y rueda 2), siendo el resultado final de este ensayo el promedio de ambas ruedas. El resultado final del ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente para la mezcla de referencia en la Rueda Cargada de Hamburgo es una profundidad de rodera de 4.52 mm a 20,000 pasadas, lo que indica que es una mezcla apta para utilizarse en un diseño Protocolo AMAAC para un tránsito muy alto, cumpliendo con la especificación de una deformación menor o igual a 10 mm a 20,000 pasadas.

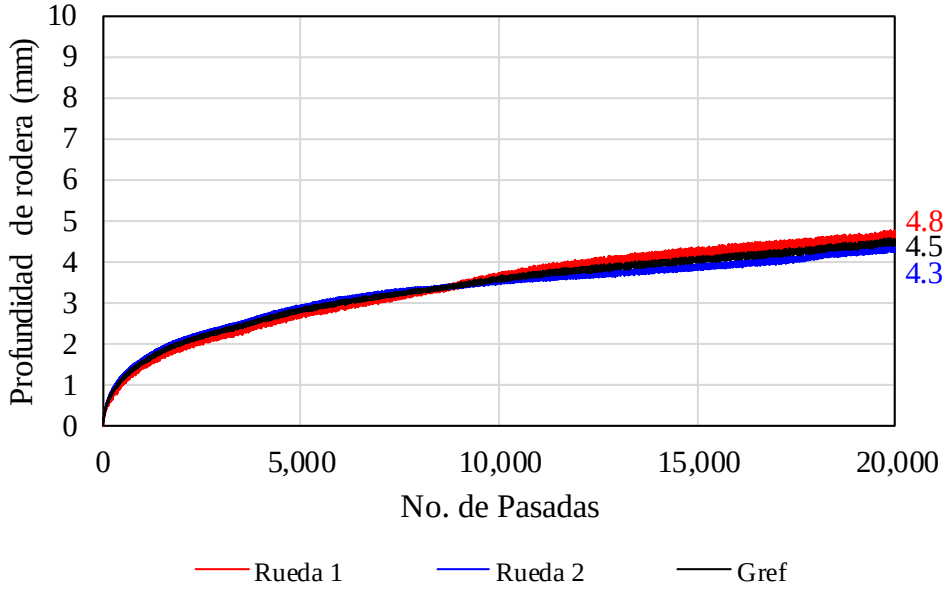


Figura 1.8 Representación gráfica de resultados en RCH, mezcla de diseño

1.4 INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURA GRANULOMÉTRICA

La determinación de la influencia de la estructura granular en la deformación permanente se definió realizando la variación de los porcentajes que pasan cada malla, partiendo de la estructura de referencia (G_{ref}) (ver Tabla 1.10).

Las granulometrías $G1_{sup}$ y $G1_{inf}$ se representan por el incremento y decremento, respectivamente, del porcentaje que pasa cada malla, siendo este la tolerancia permitida por el Protocolo de Control de Calidad, lo que significa que es el límite permisible; las granulometrías $G1.5_{sup}$ y $G1.5_{inf}$ se representan por el incremento y decremento, respectivamente, del porcentaje que pasa cada malla considerando 1.5 veces de la tolerancia permitida por el Protocolo de Control de Calidad; y finalmente las granulometrías $G2_{sup}$ y $G2_{inf}$ se representan por el incremento y decremento, respectivamente, del porcentaje que pasa cada malla considerando el doble de la tolerancia permitida por el Protocolo de Control de Calidad.

En la Tabla 1.23 se muestran los porcentajes que pasan cada malla de la granulometría de referencia y las 6 variantes respecto a la misma; además, en la Figura 1.9 es posible observar las siete curvas granulométricas. Cabe destacar que las granulometrías indicadas como "sup" —arriba de la granulometría de referencia— son granulometrías más finas que la referencia; y por el contrario, las granulometrías indicadas como "inf" —debajo de la granulometría de referencia— son granulometrías más gruesas que la referencia.

Las mezclas más finas ($G1.5_{sup}$ y $G2_{sup}$) cambian de tamaño nominal a 12.5 mm, mientras que el resto de las mezclas se mantienen con un tamaño nominal de 19.0 mm como la mezcla de referencia. La mezcla $G2_{inf}$ es la única que presenta un punto fuera de los puntos de control, en el tamaño de malla No. 8; pero estando muy cercano al valor mínimo establecido.

Tabla 1.23 Granulometrías de ensayo

Malla	Aber-tura (mm)	G_{ref}	$G1_{sup}$	$G1_{inf}$	$G1.5_{sup}$	$G1.5_{inf}$	$G2_{sup}$	$G2_{inf}$	Puntos de control (TN 19 mm)	Puntos de control (TN 12.5 mm)
		Ref (%)	Tolerancias PA-MA 02/2016 1.0 vez (%)		Tolerancias PA-MA 02/2016 1.5 veces (%)		Tolerancias PA-MA 02/2016 2.0 veces (%)			
		TN19	TN19	TN19	TN12.5	TN19	TN12.5	TN19		
1"	25.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100-100	
¾"	19.0	100.0	100.0	97.0	100.0	95.5	100.0	94.0	90-100	100-100
½"	12.5	85.7	88.7	82.7	90.2	81.2	91.7	79.7	-90	90-100
⅜"	9.5	65.3	68.3	62.3	69.8	60.8	71.3	59.3		-90
No. 4	4.75	37.5	40.5	34.5	42.0	33.0	43.5	31.5		
No. 8	2.36	26.3	28.3	24.3	29.3	23.3	30.3	22.3	23-49	28-58
No. 16	1.18	18.6	20.6	16.6	21.6	15.6	22.6	14.6		
No. 30	0.60	13.8	15.8	11.8	16.8	10.8	17.8	9.8		
No. 50	0.30	10.4	12.4	8.4	13.4	7.4	14.4	6.4		
No. 100	0.149	8.2	10.2	6.2	11.2	5.2	12.2	4.2		
No. 200	0.075	6.0	6.7	5.5	7.1	5.0	7.4	2.0	2-8	2-10

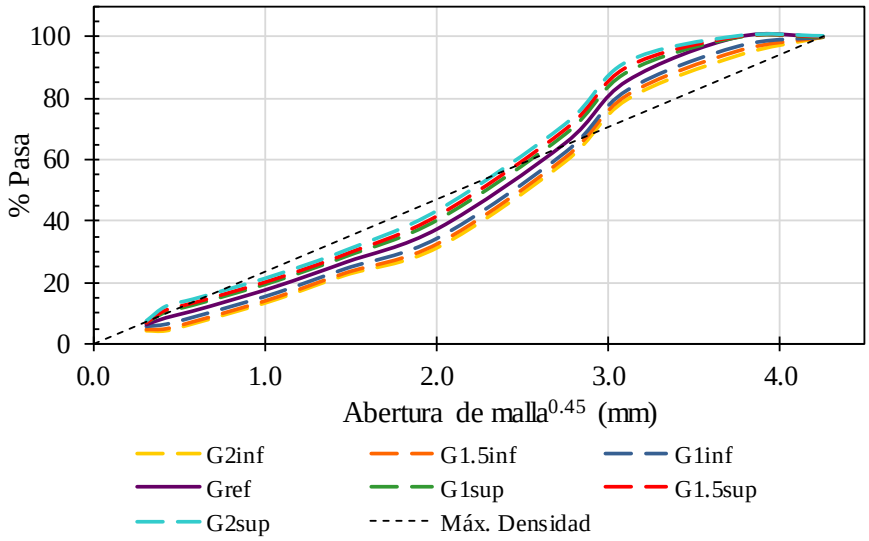


Figura 1.9 Granulometrías de ensayo

1.4.1 Coeficientes de curvatura y uniformidad

A partir de las variantes granulométricas descritas, se decidió realizar el análisis de dos parámetros secundarios como indicadores acerca de las características de cada curva granular, esto para conocer si el material presenta buena o mala graduación y adicionalmente

la uniformidad de este. Dichos parámetros fueron calculados de acuerdo con la Ecuación 1.8 y Ecuación 1.9.

El coeficiente de curvatura evalúa la distribución de tamaños intermedios.

$$C_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad \textit{Ecuación 1.8}$$

Donde,

C_c = Coeficiente de curvatura

D_{60} = Tamaño correspondiente que permite pasar el 60 % de material (mm)

D_{10} = Tamaño correspondiente que permite pasar el 10 % de material (mm)

La relación para determinar el coeficiente de curvatura tiene un valor entre 1 y 3 para arena o grava bien graduados, con amplio margen de tamaño de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Por otro lado, el coeficiente de uniformidad mide la condición de distribución de tamaños.

$$C_u = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \qquad \textit{Ecuación 1.9}$$

Donde,

C_u = Coeficiente de uniformidad

D_{30} = Tamaño correspondiente que permite pasar el 30 % de material (mm)

El valor numérico del coeficiente de uniformidad decrece cuando la uniformidad de la estructura granular aumenta. Para un Cu < 5 el material tiene una granulometría uniforme, si 5 < Cu < 20 el material es poco uniforme y si Cu > 20 se considera bien graduado. En la Tabla 1.24 se muestran los valores calculados de Cc y Cu para las siete diferentes granulometrías analizadas.

Tabla 1.24 Coeficientes de curvatura y uniformidad

Granulometría	Cc	Cu	Clasificación
G_{ref}	1.05	41.74	Bien graduada, no uniforme
$G1_{inf}$	0.53	85.43	Mal graduada, no uniforme
$G1_{sup}$	2.22	19.09	Bien graduada, poco uniforme
$G1.5_{inf}$	0.69	66.31	Mal graduada, no uniforme
$G1.5_{sup}$	2.01	20.64	Bien graduada, no uniforme
$G2_{inf}$	0.22	54.44	Mal graduada, no uniforme
$G2_{sup}$	3.79	10.74	Mal graduada, no uniforme

Cuanto más uniforme es el suelo, más uniforme es el tamaño de sus vacíos y por lo tanto la densificación de ese material se complica, al no existir una variación de tamaños que rellenen adecuadamente los vacíos existentes. Por lo tanto, para una mezcla asfáltica densa es importante contar con una granulometría no uniforme. De acuerdo con la Tabla 1.24, las granulometrías a analizar no son uniformes, por lo cual no representarán problema para lograr una adecuada compactación. Por otro lado, en la misma tabla podemos identificar que en la clasificación de las granulometrías finas (respecto a la de diseño) están clasificadas como mal graduadas.

1.4.2 Fabricación de especímenes

Para lograr el porcentaje de vacíos solicitado en cada una de las siete variaciones de la granulometría, se parte de la Ecuación 1.10; donde la variable a determinar es la masa necesaria para que, en un volumen proporcionado por la altura fija del espécimen, se logre la densificación requerida.

$$G_{mb} = {}^{Masa}/_{Volumen} \qquad \textit{Ecuación 1.10}$$

Donde,

G_{mb} = Gravedad específica bruta de la mezcla compactada

Masa = Masa de mezcla necesaria (g)

Volumen = Volumen del espécimen (cm^3)

El volumen se calcula mediante las siguientes relaciones:

$$V_{estimado} = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) * H * 0.001 \qquad \textit{Ecuación 1.11}$$

$$V_{medido} = (W_{sss} - W_s) \qquad \textit{Ecuación 1.12}$$

$$C = \frac{V_{med}}{V_{est}} \qquad \textit{Ecuación 1.13}$$

$$V_{corregido} = C * V_{estimado} \qquad \textit{Ecuación 1.14}$$

Donde,

V = Volumen del espécimen (cm^3)

D = Diámetro de espécimen (mm)

H = Altura del espécimen (mm)

W_{sss} = Masa del espécimen saturado superficialmente seco (g)

W_s = Masa del espécimen sumergido (g)

Por lo tanto, es necesario definir el valor de G_{mb} para cada una de las mezclas (variantes del análisis). Como el objetivo en la densificación es lograr 7.0 % de vacíos de aire y este es equivalente al 93.0% del G_{mm}, entonces se deduce lo siguiente.

$$G_{mb} = 0.93 * G_{mm} \qquad \textit{Ecuación 1.15}$$

Donde,

G_{mb} = Gravedad específica bruta de la mezcla compacta

G_{mm} = Gravedad específica teórica máxima de la mezcla

Es así como, para obtener la gravedad específica compacta de cada mezcla asfáltica, fue necesario determinar la gravedad teórica máxima (G_{mm}) de cada variante, ya que, al variar la estructura granulométrica en cada mezcla asfáltica, la gravedad específica teórica máxima se ve afectada. En la Tabla 1.25 se muestran los resultados obtenidos experimentalmente del ensayo G_{mm} para cada variante de mezcla asfáltica.

Tabla 1.25 Resultados de Gmm, influencia de la granulometría

Nomenclatura	**$G1_{inf}$**		**$G1_{sup}$**		**$G1.5_{inf}$**		**$G1.5_{sup}$**		**$G2_{inf}$**		**$G2_{sup}$**	
No. ensayo	**1**	**2**	**1**	**2**	**1**	**2**	**1**	**2**	**1**	**2**	**1**	**2**
CA (%)	5.4%											
Gmm	2.537	2.535	2.544	2.539	2.538	2.539	2.555	2.550	2.524	2.526	2.546	2.542
Promedio	2.536		2.541		2.538		2.552		2.525		2.544	

Con los resultados del ensayo de la gravedad específica teórica máxima (G_{mm}), se calculan los valores de G_{mb} necesarios de cada variante a partir de la Ecuación 1.15; y por consiguiente se calculan los volúmenes necesarios a partir de las relaciones (Ecuación 1.11, Ecuación 1.12, Ecuación 1.13 y Ecuación 1.14) para determinar la masa conveniente que nos proporcionaría el porcentaje de vacíos deseados para los especímenes (Tabla 1.26)

Tabla 1.26 Ajuste de masas para Va=7±1%, influencia de la granulometría

Análisis	**Nomenclatura**	**Contenido de vacíos**	**G_{mb} (7% Va)**	**Masa (g)**
Variación de granulometría	G_{ref}	7±1%	2.364	2399
	$G1_{inf}$		2.358	2393
	$G1_{sup}$		2.363	2398
	$G1.5_{inf}$		2.361	2395
	$G1.5_{sup}$		2.374	2410
	$G2_{inf}$		2.348	2383
	$G2_{sup}$		2.366	2400

Con las masas de mezcla asfáltica descritas en la tabla anterior, los especímenes fueron compactados para un rango de 7 ± 1% de vacíos de aire; se mezcló con 5.4 % de cemento asfáltico respecto a la mezcla, y a una temperatura de compactación de 150 – 155 °C, con base en la carta de viscosidad del asfalto (Tabla 1.13). El compactador giratorio se programó para compactar los especímenes por altura, esto es, hasta alcanzar una altura fija, en este caso de 60.0 mm.

Tabla 1.27 Propiedades volumétricas, influencia de la granulometría

Nomenclatura	No. espécimen	G_{mm}	G_{mb}	V_a (%)
G_{ref}	9	2.542	2.344	7.7
	10		2.349	7.4
	11		2.347	7.8
	12		2.355	7.6
$G1_{inf}$	62	2.536	2.353	7.2
	63		2.354	7.2
	64		2.363	6.8
	65		2.366	6.7
$G1_{sup}$	58	2.541	2.347	7.6
	59		2.340	7.9
	60		2.346	7.7
	61		2.364	7.0
$G1.5_{inf}$	79	2.538	2.368	6.7
	80		2.378	6.3
	81		2.384	6.1
	82		2.370	6.6
$G1.5_{sup}$	66	2.552	2.352	7.8
	67		2.350	7.9
	68		2.354	7.8
	70		2.355	7.7
$G2_{inf}$	71	2.525	2.370	6.1
	72		2.370	6.1
	73		2.364	6.4
	74		2.367	6.2
$G2_{sup}$	75	2.544	2.348	7.7
	76		2.342	7.9
	77		2.340	8.0
	78		2.344	7.9

Se fabricaron cuatro especímenes por variante de mezcla, dando un total de 24 especímenes fabricados para este análisis, adicionalmente a los especímenes de referencia. Una vez compactados los cuatro especímenes para cada variación de granulometría, se determinaron las propiedades volumétricas de estos. En la Tabla 1.27 se exponen las propiedades volumétricas de los especímenes que conforman los siete ensayos de RCH para el análisis de la influencia de la granulometría.

1.4.3 Profundidad de rodera y tasa de deformación

La deformación o profundidad de rodera (mm) que se ilustra en la Figura 1.10 es la deformación que se va presentando a lo largo de cada ciclo de aplicación de la carga durante el tiempo total del ensayo para cada una de las mezclas evaluadas. En la misma figura, se aprecia claramente como todas las mezclas analizadas cumplen con la especificación establecida en el Protocolo de Diseño, ya que a 20,000 pasadas la profundidad de rodera total resultó menor a 10.0 mm. En la Tabla 1.28 se indican los valores máximos de la profundidad de rodera a 20,000 pasadas para cada una de las granulometrías evaluadas, así como también el valor de la pendiente de las curvas en la Fase 2. En la Figura 1.11 se ilustran los resultados de la profundidad de rodera y la tasa de deformación de manera gráfica para efectos de comparación y análisis.

Tabla 1.28 Resultados de la influencia de la granulometría

Granulometría	**Rodera @ 20,000 pasadas (mm)**	**Tasa de deformación (mm/mil pasadas)**
$G2_{inf}$	4.21	0.1236
$G1.5_{inf}$	3.87	0.0800
$G1_{inf}$	4.61	0.1199
G_{ref}	4.52	0.1359
$G1_{sup}$	3.59	0.1034
$G1.5_{sup}$	4.20	0.1155
$G2_{sup}$	5.72	0.1469

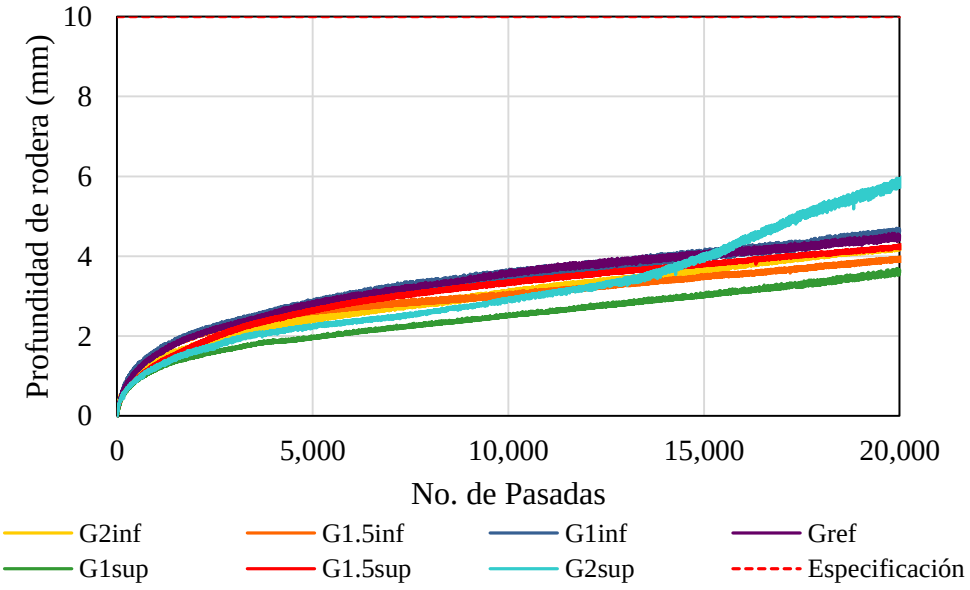


Figura 1.10 Evolución de la deformación, influencia de la granulometría

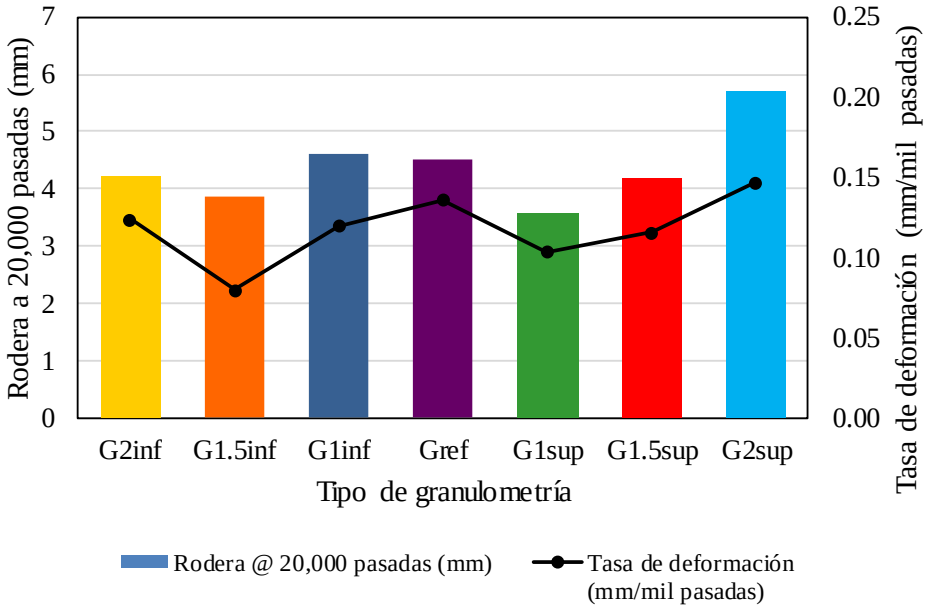


Figura 1.11 Profundidad de rodera y tasa de deformación, influencia de la granulometría

De acuerdo con los resultados expuestos anteriormente, se puede determinar que la profundidad de rodera total a 20,000 pasadas de todas las mezclas se encuentra en un rango de 4 ± 2 mm, lo que indica que no se puede detectar un efecto significativo en la deformación

permanente por variación de la granulometría de la mezcla dentro y fuera de las tolerancias especificadas para el control de calidad.

Analizando las mezclas en grupos por su tipo granulometría con respecto a la granulometría de referencia: mezclas de granulometría gruesa y fina; se observa en la Figura 1.12 y Figura 1.13 que para las variaciones de granulometría gruesa no existe un efecto significativo en el incremento de la deformación máxima de rodera, al mismo tiempo se observa un comportamiento similar en la tasa de deformación entre dichas variaciones conforme aumenta el número de pasadas de las ruedas metálicas del equipo en la mezcla asfáltica.

De la Figura 1.12 se puede añadir en la interpretación, la similitud entre las variaciones en el ciclo en el cual se define la zona primaria de la deformación permanente, concerniente al periodo de post-compactación; así como un ligero decremento en la deformación final para las mezclas más gruesas; sin embargo, al ser un ensayo empírico, no se puede determinar como una observación confiable, debido a que la diferencia entre las granulometrías es muy pequeña y podría atribuirse también a la misma dispersión del ensayo.

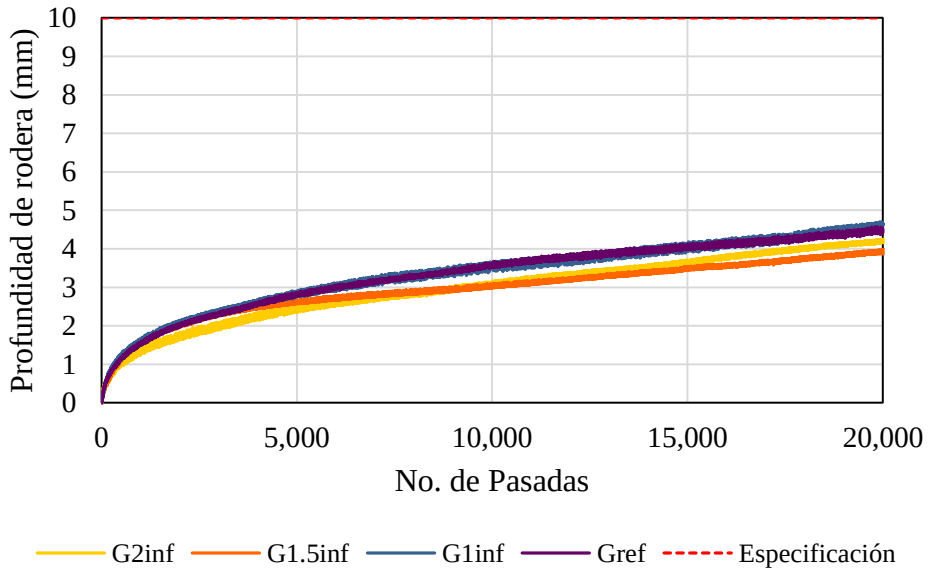


Figura 1.12 Evolución de la deformación en granulometrías gruesas

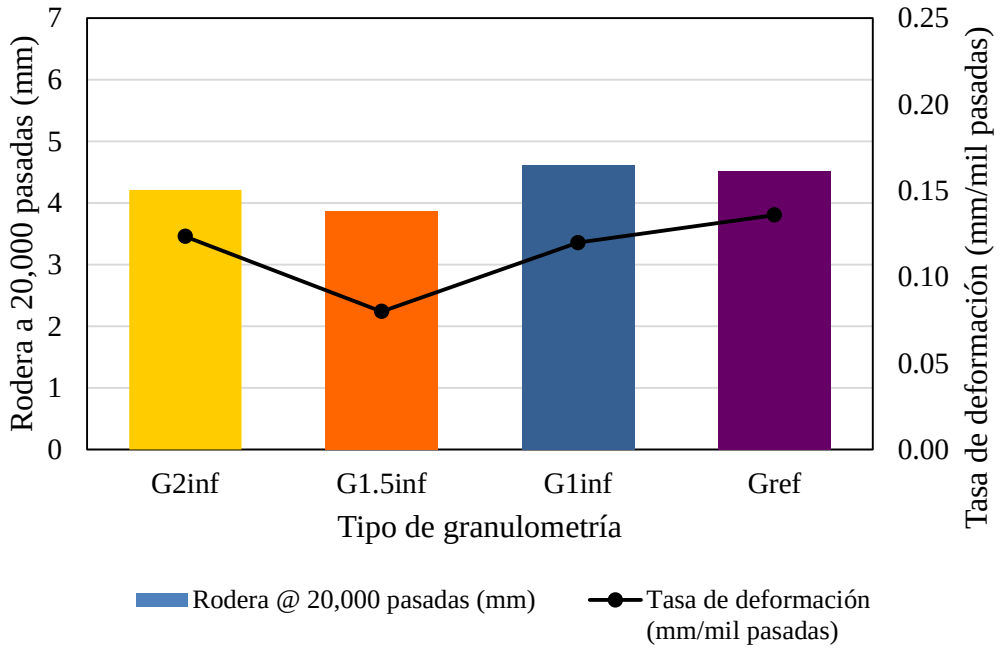


Figura 1.13 Profundidad de rodera y estabilidad dinámica, granulometrías gruesas

Por otro lado, la Figura 1.14 ilustra el progreso de la deformación permanente de las mezclas asfálticas de granulometría fina, mientras que en la Figura 1.15 se indican los resultados gráficos de la profundidad de rodera y la tasa de deformación. Es factible considerar que a pesar de que cumplen con la especificación de rodera máxima no mayor de 10.0 mm a 20,000 pasadas; los valores de la tasa de deformación entre las variantes son sutilmente diferentes.

Igualmente, se puede observar de la Figura 1.14 que la variante $G2_{sup}$ ─que presenta un mayor porcentaje de material fino en la mezcla— inició con un proceso de desgranamiento a partir de las 14,000 pasadas. Analizando de manera individual la mezcla $G2_{sup}$, en la Figura 1.16 se puede observar que ambas ruedas cargadas (rueda 1 y 2) durante las primeras dos terceras partes del ensayo crean el mismo daño, sin embargo, el umbral que provoca que la deformación en la mezcla asfáltica ascienda súbitamente, es a partir de las 14,000 pasadas. Lo anterior, producto de una pérdida considerable de material fino ─pérdida de cohesión─ en la mezcla asfáltica. Por otro lado, es importante mencionar que el ensayo exhibe una

dispersión alta en el resultado de la deformación máxima a 20,000 pasadas entre ambas ruedas (7.4 y 4.3 mm).

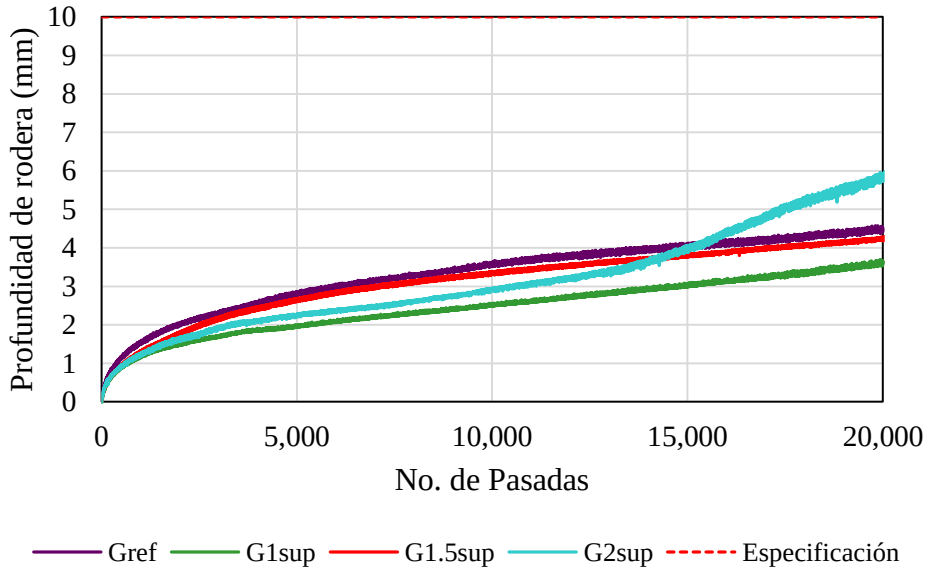


Figura 1.14 Evolución de la deformación en granulometrías finas

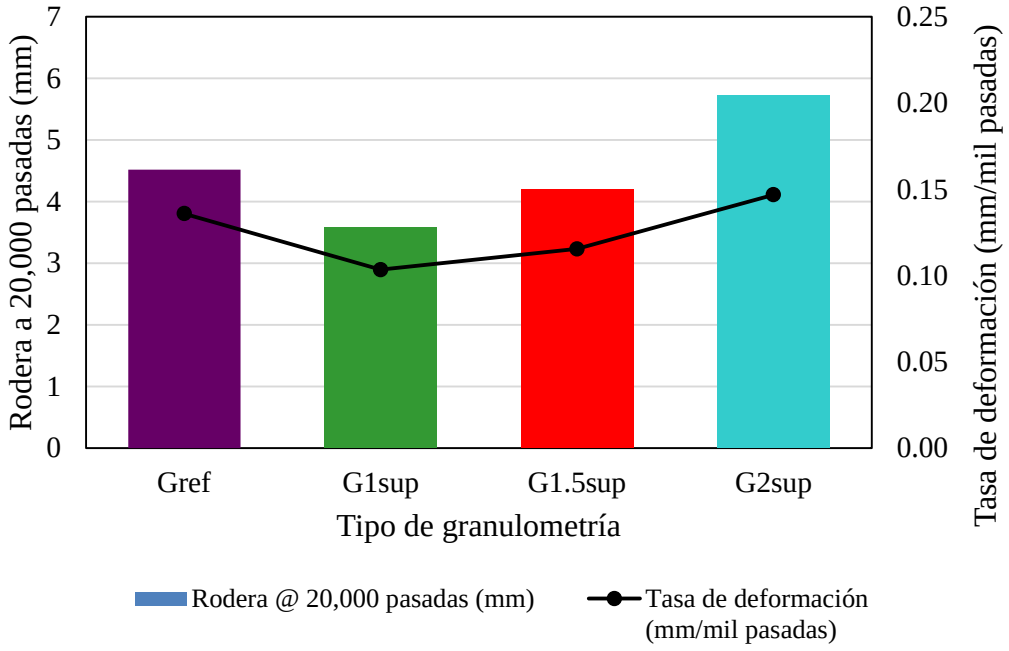


Figura 1.15 Profundidad de rodera y estabilidad dinámica, granulometrías finas

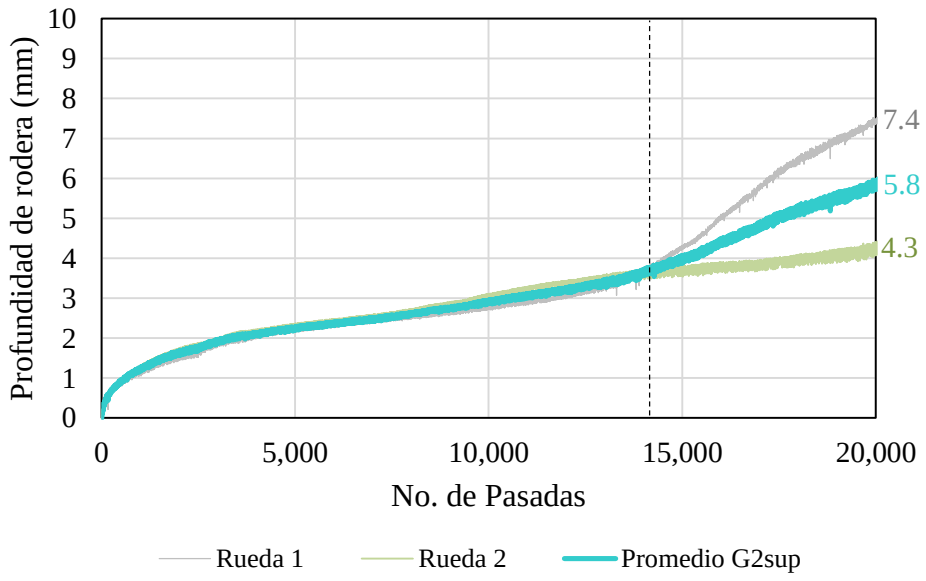


Figura 1.16 Evolución de la deformación por rueda. Granulometría $G2_{sup}$

En la Ilustración 1.5 se pueden visualizar los especímenes de la variante $G2_{sup}$ después de ser ensayados en la Rueda Cargada de Hamburgo. Se observa claramente cómo a lo largo de la huella dejada por la rueda metálica, la mezcla perdió el material fino que la compone, provocando una disminución en la cohesión de esta (desgranamientos).

Ilustración 1.5 Especímenes ensayados en RCH, granulometría $G2_{sup}$

1.4.4 Granulometrías discontinuas

Complementando el análisis de la Tabla 1.24 se observa que por el tipo de granulometrías, en general, todas las variantes analizadas son mezclas continuas; por lo anterior, se decidió analizar dos variantes más (no consideradas inicialmente en la metodología) con mezclas de granulometría discontinua; para analizar el efecto de la deformación sobre este tipo de mezclas.

Una granulometría discontinua es aquella en la que la continuidad de tamaños de partículas desaparece, faltando algunas fracciones o tamaños intermedios. De acuerdo con la literatura, las mezclas con este tipo de granulometría son más susceptibles a presentar roderas, en comparación a una granulometría continua (densa). En la práctica, este tipo de mezclas son fáciles de surgir si no se tiene un control de calidad adecuado en los materiales pétreos y sus tamaños.

Es así como en esta sección se optó por analizar dos variantes de granulometría discontinua (escalonada). La diferencia entre ellas radica en el número de veces que atraviesa la línea de máxima densidad; en dos y tres ocasiones respectivamente (Figura 1.17). Estas se denominarán Disc2 (dos cruces con la línea de máxima densidad) y Disc3 (tres cruces con la línea de máxima densidad). La distribución granulométrica se indica en la Tabla 1.29.

Los resultados obtenidos en el ensayo de RCH para la deformación permanente máxima a 20,000 pasadas se indican en la Tabla 1.30, los cuales no discreparon en gran medida de los obtenidos con las mezclas de granulometría continuas. En la Figura 1.18 se observa que se cumple con la especificación solicitada de máximo 10.0 mm de deformación; sin embargo, con respecto a la mezcla de referencia se aprecia un incremento en la deformación. En la Figura 1.19 se muestra la comparativa de las nueve mezclas asfálticas analizadas con las variaciones de la estructura granulométrica, mostrando la deformación máxima de las mismas. Se puede apreciar que el incremento en la deformación permanente de la granulometría Disc3 es de casi 2.0 mm con respecto a la de referencia (G_{ref}).

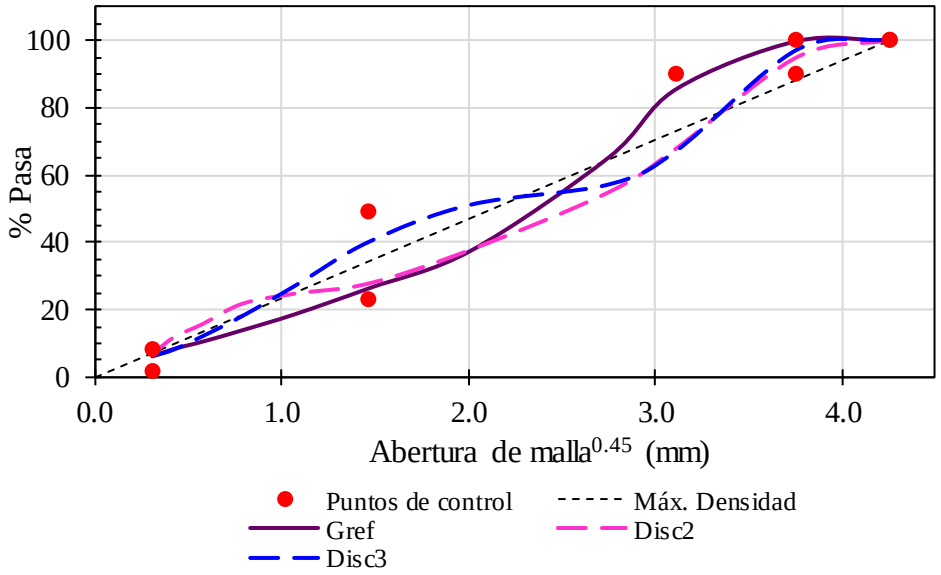


Figura 1.17 Representación gráfica, granulometrías discontinuas

Tabla 1.29 Granulometrías discontinuas

Malla	Abertura (mm)	Disc2	Disc3	Puntos de control (TN 19 mm)
		Granulometrías Discontinuas		
		TN19	TN19	
1"	25.0	100.0	100.0	100-100
¾"	19.0	95.0	97.0	90-100
½"	12.5	68.0	67.0	-90
⅜"	9.5	55.0	57.0	
No. 4	4.75	38.0	51.0	
No. 8	2.36	28.0	40.0	23-49
No. 16	1.18	25.0	27.0	
No. 30	0.60	22.0	18.0	
No. 50	0.30	16.0	12.0	
No. 100	0.149	12.0	8.0	
No. 200	0.075	7.0	6.0	2-8

Tabla 1.30 Resultados de las granulometrías discontinuas

Granulometría	Rodera @ 20,000 pasadas (mm)	Tasa de deformación (mm/mil pasadas)
Disc2	4.51	0.10
Disc3	6.35	0.19

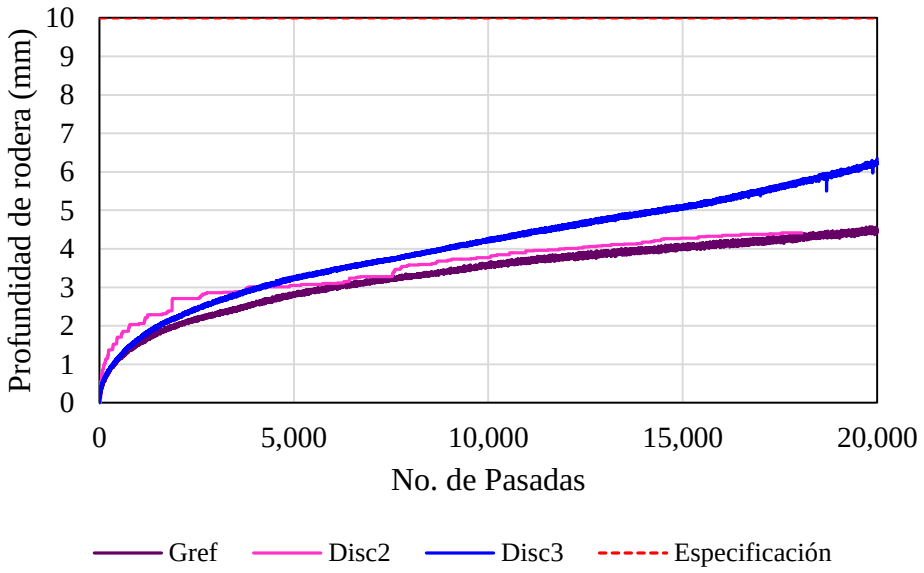


Figura 1.18 Evolución de la deformación, mezclas con granulometría discontinua

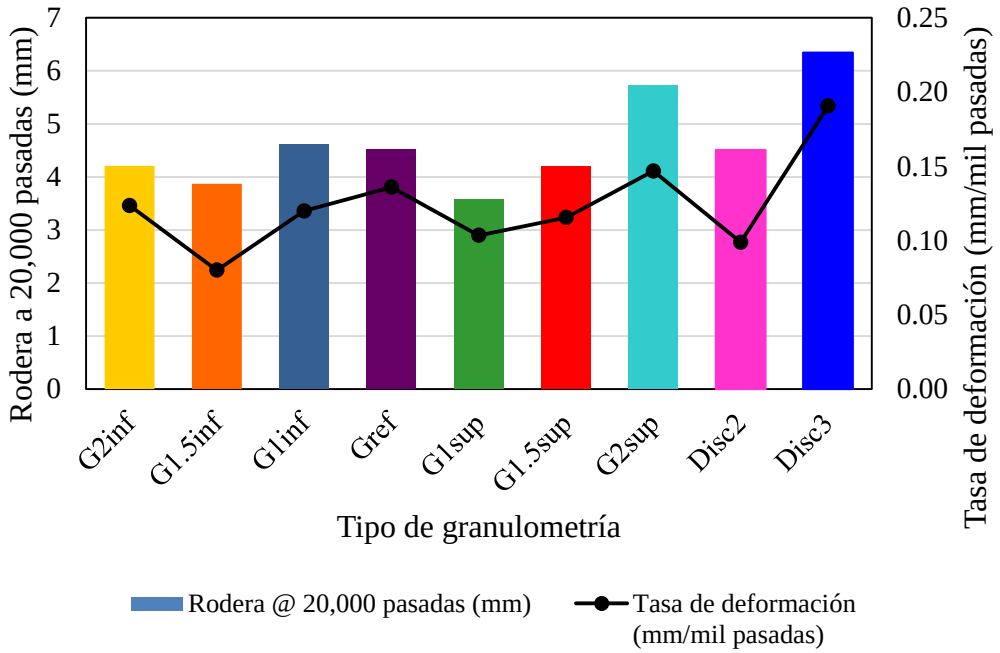


Figura 1.19 Profundidad de rodera y estabilidad dinámica, influencia de la granulometría incluyendo discontinuas

1.4.5 Dispersión entre ruedas

Adicionalmente, se calculó —en términos de desviación estándar— la dispersión en la medición de la deformación permanente entre ambas ruedas de la RCH durante cada

ensayo. La Figura 1.20 cuenta con dos representaciones de este indicador, para granulometrías gruesas y finas con respecto a la granulometría de diseño (referencia).

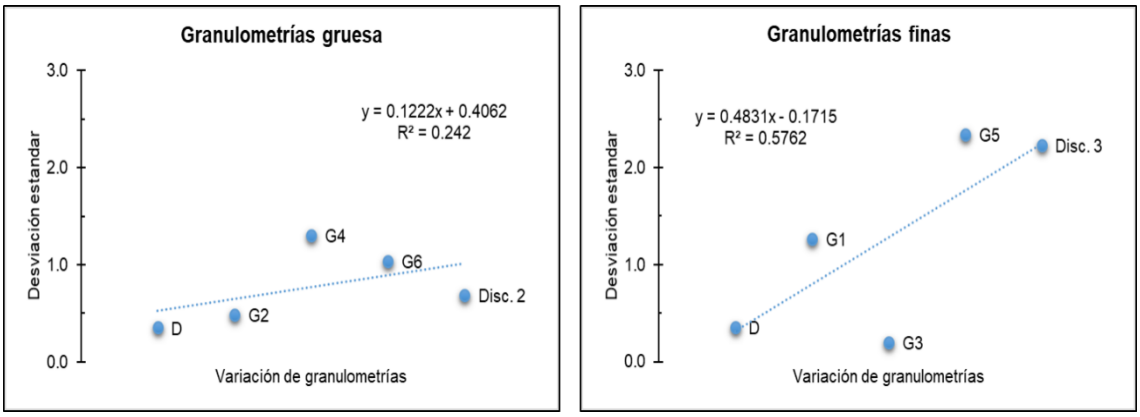


Figura 1.20 Dispersión entre ruedas. Variación de granulometrías

Con lo mostrado en la figura anterior, podemos asentir que conforme la granulometría (gruesa o fina) de la mezcla se aleja de la granulometría de referencia, los resultados de deformación permanente máxima que mide el equipo pierden cierto grado de confiabilidad, habiendo una mayor dispersión entre el resultado de cada rueda. Lo anterior es más evidente en las granulometrías finas.

1.5 INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE ASFALTO

Para evaluar la influencia en la variación del contenido de asfalto se fabricaron ocho mezclas asfálticas distintas a partir de la mezcla de referencia (diseño). La influencia del contenido de asfalto se evaluó como ±0.3 % del contenido óptimo, siendo el máximo permisible positivo para control de calidad por el mismo Protocolo de Control de Calidad, así como también se eligieron porcentajes de ±0.5 %, ±1.0% y ±2.0%. A pesar de que la bibliografía indica que la deformación permanente se verá incrementada con un aumento en el contenido de asfalto, hablando en términos de control de calidad, es más probable que una mezcla asfáltica sufra de un déficit de asfalto por cuestiones de ahorro de material por parte del constructor. Por lo anterior, se determinó evaluar tanto el rango positivo como el negativo

del contenido de asfalto, para observar la influencia de un exceso o falta de asfalto en la deformación permanente.

1.5.1 Fabricación de especímenes

Para obtener el porcentaje de vacíos requerido por norma en cada espécimen, fue necesario ajustar la masa necesaria de cada mezcla como se indicó en la Sección 1.4.2; para lo cual se determinó el valor de G_{mm} teórico. Lo anterior es posible debido a que, a diferencia del análisis de la influencia de la granulometría, la estructura granular es la misma para todas las mezclas y lo único que varía es el contenido de asfalto. Al solamente variar el contenido de asfalto de la mezcla, de acuerdo con el Protocolo de Diseño (AMAAC PA-MA 01[3], 2013), se puede utilizar la Ecuación 1.16.

$$G_{mm} = \frac{P_{mm}}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}} \qquad \text{Ecuación 1.16}$$

Donde,

G_{mm} = Gravedad específica teórica máxima de la mezcla

P_{mm} = Porcentaje de la masa del total de la mezcla suelta (%)

P_s = Contenido de agregado (%), porcentaje del total de la masa de la mezcla

P_b = Contenido de asfalto (%), porcentaje del total de la masa de la mezcla

G_{se} = Gravedad específica efectiva del agregado

G_b = Gravedad específica del asfalto

En la Tabla 1.31 se indican los valores obtenidos de G_{mm}; el valor de G_{se} (requerido en la ecuación) se obtuvo de forma analítica a partir de la caracterización del agregado pétreo, obteniendo como resultado 2.774.

Con los valores de gravedad específica teórica máxima (G_{mm}) se calculó la gravedad específica bruta de la mezcla compactada (G_{mb}) determinando así la cantidad de masa necesaria para cada mezcla, teniendo como objetivo lograr 7 ± 1 % de Va. Para el análisis de

la deformación permanente en la RCH se compactaron un total de 32 especímenes en el compactador giratorio para una altura del espécimen de 60 mm.

Tabla 1.31 Valores de Gravedad específica teórica máxima, Gmm

Contenido de asfalto, P_b	**Gravedad específica teórica máxima, G_{mm}**
3.4 %	2.623
4.4 %	2.582
4.9 %	2.562
5.1 %	2.554
5.4 % (Ref)	2.542
5.7 %	2.530
5.9 %	2.522
6.4 %	2.503
7.4 %	2.465

En la Tabla 1.32 se presentan las propiedades volumétricas de los especímenes que conforman las ocho diferentes mezclas asfálticas que se analizaron para determinar la influencia del contenido de asfalto en la deformación permanente, además de la mezcla de referencia.

Se puede observar que no fue posible controlar el contenido de vacíos para los especímenes con un 3.4% de asfalto (2% menos del óptimo) debido a la gran falta de asfalto que le hacía a la mezcla para lograr un buen acomodo de las partículas de agregado y por lo tanto la densificación requerida. En la teoría sobre la volumetría de la mezcla asfáltica, el motivo recae en que el valor del VMA está influenciado por los vacíos de aire y el asfalto, por lo tanto, si la cantidad de asfalto se reduce en gran medida, el volumen de vacíos de aire deberá incrementarse forzosamente.

Tabla 1.32 Propiedades volumétricas, influencia del contenido de asfalto

Contenido de asfalto	No. Espécimen	G_{mm}	G_{mb}	Va (%)
3.4%	11	2.623	2.352	10.3
	12		2.385	9.1
	13		2.356	10.2
	14		2.349	10.4
4.4%	5	2.582	2.399	7.1
	6		2.391	7.4
	7		2.397	7.2
	8		2.404	6.9
4.9%	29	2.562	2.371	7.4
	30		2.360	7.9
	31		2.360	7.9
	32		2.363	7.8
5.1%	21	2.554	2.354	7.8
	22		2.353	7.9
	23		2.354	7.8
	24		2.362	7.5
5.7%	25	2.530	2.325	8.0
	26		2.361	6.7
	27		2.338	7.6
	28		2.333	7.8
5.9%	33	2.552	2.343	7.1
	34		2.342	7.1
	35		2.349	6.9
	36		2.336	7.4
6.4%	83	2.503	2.347	7.5
	84		2.358	7.2
	85		2.343	7.8
	86		2.344	7.8
7.4%	135	2.465	2.352	7.5
	136		2.344	7.8
	137		2.335	8.0
	138		2.343	7.8

1.5.2 Profundidad de rodera y tasa de deformación

La profundidad de rodera que se ilustra en la Figura 1.21 representa la evolución de la rodera con cada pasada de las ruedas, para cada mezcla. Los resultados puntuales para cada tipo de mezcla con distinto contenido de asfalto se indican en la Tabla 1.33; estos incluyen

el valor de la rodera al final de 20,000 pasadas y el valor de la tasa de deformación (pendiente de la Fase 2).

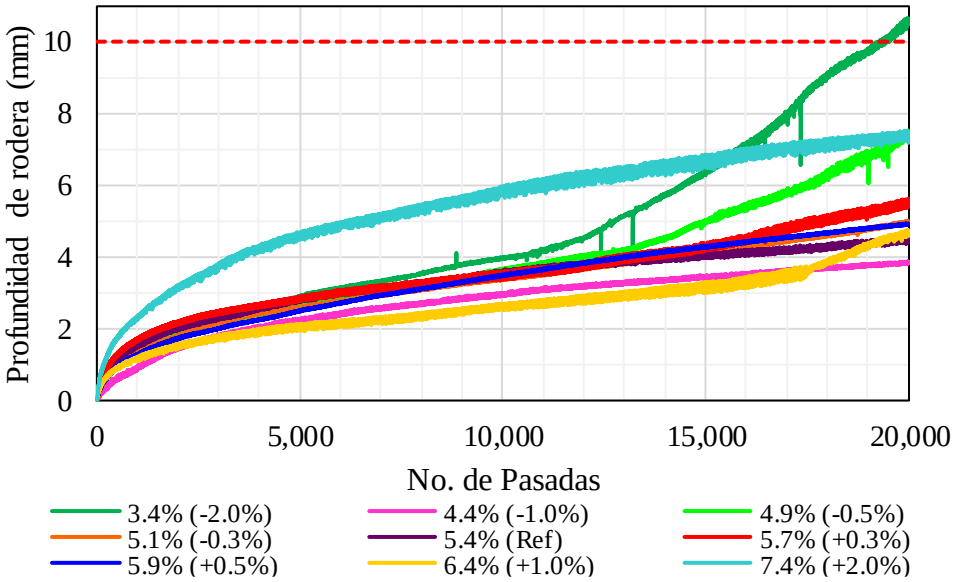


Figura 1.21 Evolución de la deformación, influencia del contenido de asfalto

Tabla 1.33 Resultados de la influencia del contenido de asfalto

Contenido de asfalto, P_b (%)	**Rodera @ 20,000 pasadas (mm)**	**Tasa de deformación (mm/mil pasadas)**
3.4	10.48	0.2187
4.4	3.84	0.1281
4.9	7.48	0.1969
5.1	4.94	0.1532
5.4 (Ref)	4.52	0.1359
5.7	5.49	0.1209
5.9	4.94	0.1835
6.4	4.75	0.1185
7.4	7.18	0.2284

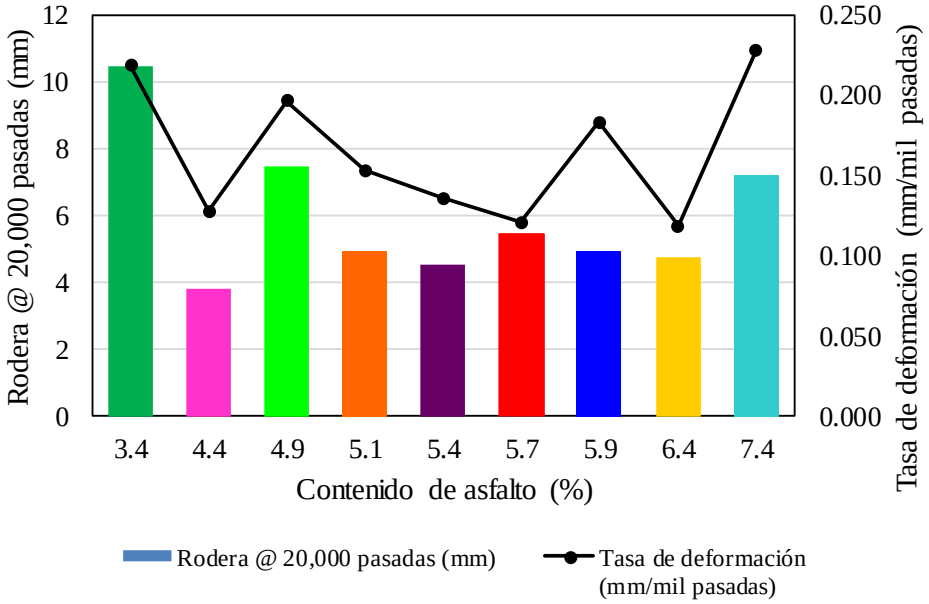


Figura 1.22 Resultados de RCH. Influencia del contenido de asfalto

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede observar lo siguiente:

(1) Únicamente la mezcla con 3.4% de asfalto (-2.0% del óptimo) sobrepasó el criterio de falla, considerando que fue casi al final del término del ensayo y sería una mezcla apta para soportar un nivel de tránsito medio, de acuerdo con la especificación del Protocolo de Diseño AMAAC (Tabla 1.8). El resultado parece lógicamente incongruente, debido a que es una mezcla con un déficit de asfalto del 2% respecto a su contenido óptimo, lo que conlleva a ser una mezcla que presentaría desgranamientos por la falta de ligante (asfalto) entre sus partículas de agregado. El desgranamiento se logra observar en la evolución de la deformación a partir de las 11,000 pasadas aproximadamente. Lo anterior indica claramente que el ensayo de RCH no logró detectar esta gran deficiencia de asfalto en la mezcla que seguramente resultaría desastroso en un pavimento.

(2) La mezcla con 4.9% de asfalto (-0.5% del óptimo) presentó un comportamiento similar al de la mezcla con 3.4% de asfalto, pero en menor magnitud. Es decir, comenzó a presentar desgranamientos a partir del ciclo 14,000 aproximadamente, sin embargo, esta mezcla sí

cumplió con el requisito de un diseño para tránsito alto y muy alto; pues llegó a 20,000 pasadas con una deformación de 7.48 mm.

(3) Por el contrario, la mezcla con 4.4% de asfalto (-1.0% del óptimo) presentó un comportamiento bastante estable, muy similar a la mezcla de referencia, e inclusive, con un menor nivel de deformación, siendo esta la mezcla con el menor valor de deformación a 20,000 pasadas. Lo anterior indica que una mezcla con un déficit de asfalto en cierto rango pudiera no presentar fallas por deformación permanente debido a que es una mezcla rígida, por lo que su modo de falla será por desgranamientos. Sin embargo, el resultado se detecta incongruente debido a que no presentó la misma tendencia que las mezclas con 4.9 y 3.4% de asfalto (valores por debajo del contenido óptimo).

(4) Las mezclas con contenidos de asfalto de 5.1%, 5.7%, 5.9% y 6.4% no mostraron gran diferencia entre ellas en la evolución de la deformación y el valor de rodera final.

(5) La mezcla con 7.4% de asfalto (+2% del óptimo) obtuvo un valor de rodera final de 7.18mm, sin embargo, se observa que el valor de la deformación inicial es el mayor respecto a todas las demás mezclas. Lo anterior indica que es la mezcla con mayor susceptibilidad a deformarse por efecto del contenido de asfalto, sin embargo, el ensayo cumplió con el requisito de deformación máxima a 20,000 pasadas.

(6) De la Figura 1.22 se observa que no se detecta una tendencia clara de la influencia del contenido de asfalto tanto en el comportamiento del valor de la rodera final, como en el valor de la tasa de deformación. Las variaciones en los resultados se pueden ver envueltas en la dispersión del mismo ensayo.

En base a lo expuesto anteriormente, se podría deducir que la tendencia general indica que, a menor contenido de asfalto, la mezcla presentaría desgranamientos, mientras que, a mayor contenido de asfalto, la mezcla fallaría por deformación permanente plástica; sin embargo, se puede concluir que el ensayo no logra detectar la influencia del contenido de asfalto en la mezcla.

1.5.3 Dispersión entre ruedas

Se calculó la dispersión entre ruedas para cada nivel de rodera registrado, en términos de la desviación estándar, a las 20,000 pasadas. En la Figura 1.23 se ilustra este indicador.

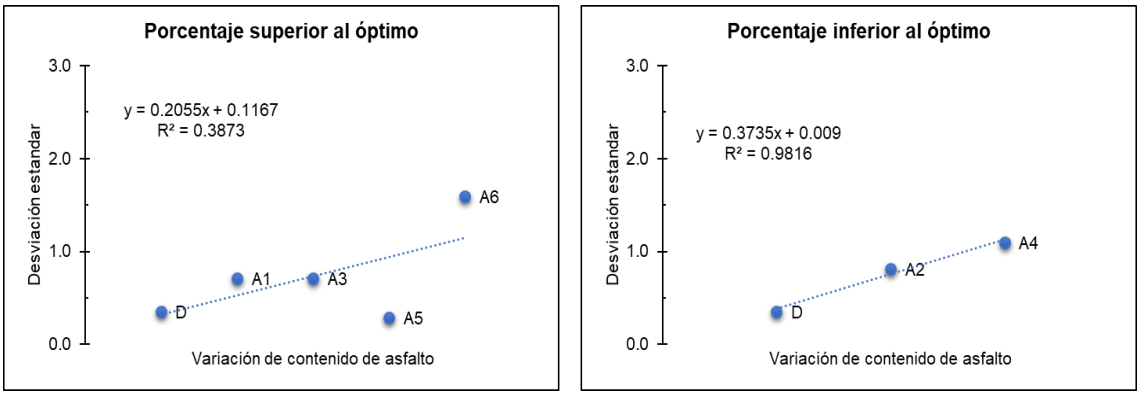


Figura 1.23 Dispersión entre ruedas, variación del contenido de asfalto

De acuerdo con lo expuesto en la figura anterior, es posible afirmar que mientras el contenido de asfalto se aparta del óptimo de diseño de la mezcla, la dispersión en la medición de la deformación permanente entre la rueda 1 y 2 del equipo aumenta significativamente.

1.6 INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE VACÍOS DE AIRE

Para el estudio de esta variable se consideraron tres diferentes variantes a la mezcla de referencia, de acuerdo con lo detallado en la Tabla 1.10. Los porcentajes de vacíos utilizados para la verificar la variación de este parámetro, serán entonces: 4 ± 1 %, 9 ± 1 % y 11 ± 1 %.

1.6.1 Fabricación de especímenes

A diferencia de los análisis descritos anteriormente, donde se compactaron los especímenes por altura, para este estudio se realizó la compactación de los especímenes por número de giros; asumiendo para cada mezcla diferentes energías de compactación, así como cuantía de masa de la mezcla asfáltica. El contenido de asfalto fue el mismo en todos los

especímenes —5.4%, siendo este el óptimo de diseño— y respetando la temperatura de compactación ideal, 150°C de acuerdo con la carta de viscosidad del asfalto.

En la Tabla 1.34 se muestra la cantidad de masa y el número de giros a los cuales se compactaron los especímenes para cada variante. En ella, podemos identificar que para tener mayor contenido de vacíos es necesario disminuir la cantidad de masa de mezcla y la energía de compactación.

Tabla 1.34 Relación de masa y número de giros.

Contenido de vacíos	Masa, g	No. Giros
4±1%	2424.1	100
9±1%	2272.6	20
11±1%	2196.8	5

En la Tabla 1.35, se exhiben las propiedades volumétricas de los especímenes que conforman los tres ensayos para determinar la profundidad de rodera, con el fin de determinar la influencia por la variación del porcentaje de vacíos de aire en la misma. El valor de G_{mm} es igual para todas las variantes, ya que la estructura granular y el contenido de asfalto son los mismos en las cuatro mezclas.

Tabla 1.35 Propiedades volumétricas, influencia del contenido de vacíos

Nomenclatura	No. Espécimen	G_{mm}	G_{mb}	V_a (%)
V4	87	2.542	2.435	4.2
	87		2.434	4.2
	88		2.427	4.5
	88		2.429	4.4
V9	49		2.303	9.4
	50		2.307	9.2
	52		2.296	9.7
	53		2.294	9.7
V11	54		2.245	11.7
	55		2.241	11.9
	56		2.255	11.3
	57		2.238	12.0

Es importante mencionar que para la fabricación de los especímenes de la mezcla V4 se optó por compactar dos especímenes de diámetro 150 mm por 115 mm de espesor; posteriormente, ambos especímenes fueron cortados transversalmente, obteniendo los cuatro especímenes necesarios para la ejecución del ensayo con altura de 57 mm cada uno.

1.6.2 Profundidad de rodera y tasa de deformación

La Figura 1.24 muestra el progreso de la deformación para cada variación de vacíos de aire —grado de compactación— con respecto a la mezcla de referencia. Los resultados puntuales para cada tipo de mezcla se indican en la Tabla 1.36.

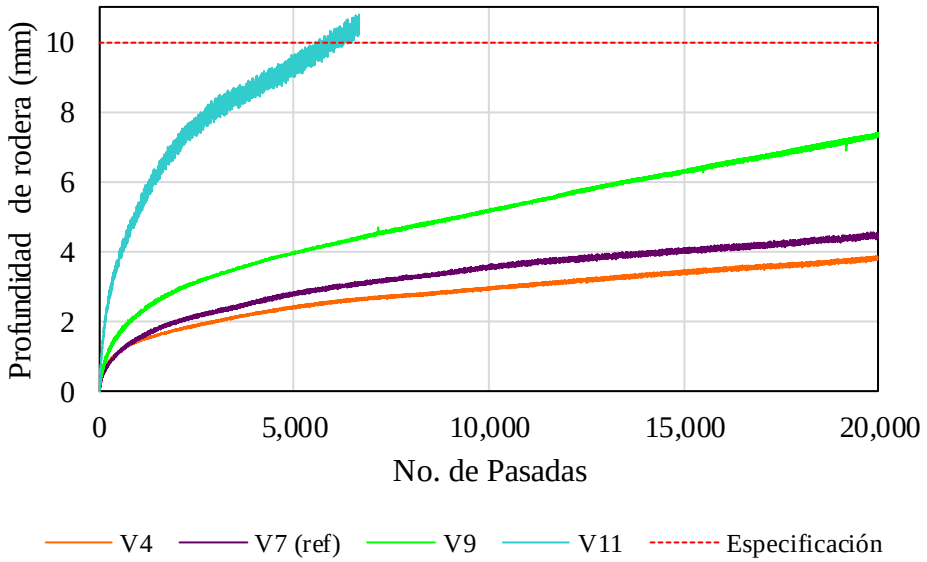


Figura 1.24 Evolución de la deformación, influencia del contenido de vacíos

Tabla 1.36 Resultados de la influencia del contenido de vacíos

V_a (%)	Rodera @ 20,000 pasadas (mm)	Tasa de deformación (mm/mil pasadas)
4 ± 1 (V4)	3.78	0.0942
7 ± 1 (V7 : Ref)	4.52	0.1359
9 ± 1 (V9)	7.33	0.2345
11 ± 1 (V11)	18.97	0.6413

De la Figura 1.24 se puede observar que el ensayo finalizó prematuramente para la mezcla V11, ya que a las 7,000 pasadas excedió la deformación de 10.0 mm de profundidad

de rodera establecidos en la especificación. Lo observado durante el ensayo es un indicador de una mezcla inestable al presentar una deformación prematura —zona primaria— de la evolución de la curva de deformación. En la Figura 1.25 se puede observar gráficamente la influencia del contenido de vacíos en la rodera final del ensayo y la tasa de deformación. En el caso del análisis de esta variable, se alcanza a apreciar claramente la influencia de la misma en el resultado de cada mezcla, siendo que, a mayor contenido de vacíos, mayor será la deformación que presentará la misma. Por otro lado, el criterio de la tasa de deformación presenta congruencia con los valores de rodera final. Por lo anterior se puede concluir que el ensayo sí detecta la influencia del contenido de vacíos de aire en la mezcla asfáltica.

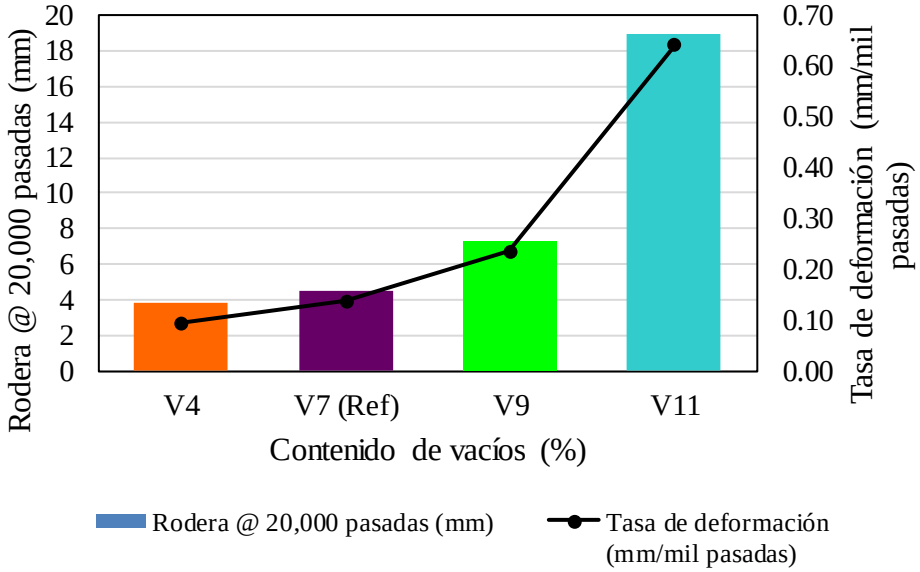


Figura 1.25 Resultados de RCH. Influencia del contenido de vacíos

1.6.3 Dispersión entre ruedas

Complementando los análisis anteriores, la Figura 1.26 muestra en términos de desviación estándar un incremento sostenible en la dispersión entre las dos ruedas de la máquina del equipo; lo que disminuye la confiabilidad de los resultados en este ensayo a medida que el parámetro volumétrico se incrementa.

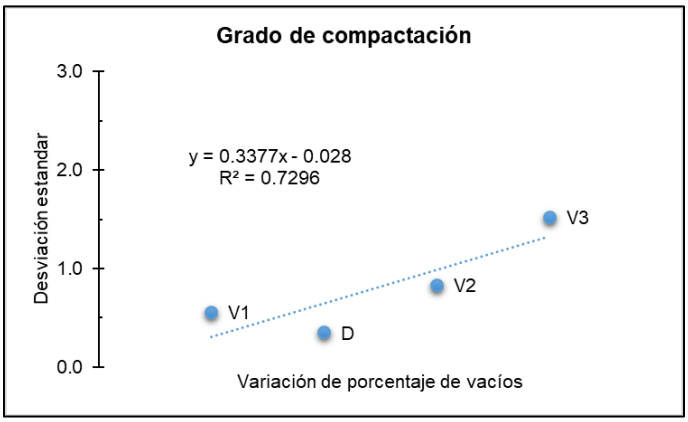


Figura 1.26 Dispersión entre ruedas, influencia del contenido de vacíos

1.7 INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA DE COMPACTACIÓN

La temperatura de compactación de una mezcla asfáltica está definida por la viscosidad del ligante asfáltico, ya que dependerá qué tan fluido se encuentre éste para crear un buen o mal recubrimiento del agregado, así como penetrar en cada poro u orificio de este. El rango de temperatura de compactación se definió en la Tabla 1.13 en base a la curva de viscosidad del asfalto. De acuerdo con esta, se definió 150 °C como la temperatura óptima de compactación, y se partió de esta para definir las variantes a estudiar.

En la Tabla 1.10 se identificaron las cuatro variantes para analizar la influencia de la temperatura de compactación (140, 125, 115, 95 °C) en la deformación permanente de la mezcla asfáltica; estas suponen mezclas con menor temperatura a la requerida en la carta de viscosidad del asfalto, simulando el enfriamiento de la mezcla durante el transporte de esta, desde la planta hasta el tiro de tendido y compactación en campo.

La granulometría de la mezcla, el contenido de asfalto y el contenido de vacíos de aire son los óptimos de diseño.

1.7.1 Fabricación de especímenes

Para la fabricación de los especímenes fue necesario realizar la compactación por altura, fijando 60 mm de altura máxima; mientras que la masa de mezcla asfáltica fue 2320

± 30 g para todos ellos, lo que conllevó a la aplicación de diferentes energías de compactación para cada variante de mezcla y así lograr el porcentaje de vacíos de 7±1% requerido.

Las temperaturas de compactación se controlaron de manera minuciosa mediante la temperatura del curado de la mezcla en el horno. Evidentemente, conforme se compactaba a menores temperaturas, la energía de compactación requerida se iba incrementando para lograr la densificación óptima (Tabla 1.37).

Tabla 1.37 Energía de compactación por variante de temperatura

Temperatura de compactación	**No. Giros**	**Va**
140 °C	100	7.3 %
125 °C	100	7.3 %
115 °C	130	7.2 %
95 °C	160	7.2 %

Se fabricaron 16 especímenes para el análisis de la variación de la temperatura de compactación; de los cuales, en la Tabla 1.38, se exponen las propiedades volumétricas de los mismos. El valor de G_{mm} es el mismo para todas las variantes, siendo el de la referencia, ya que la granulometría de diseño y el contenido de asfalto óptimo se mantienen como la referencia. La temperatura de compactación no influye en el valor de la gravedad específica teórica máxima.

Tabla 1.38 Propiedades volumétricas, influencia de la temperatura de compactación

Nomenclatura	Temperatura de compactación (°C)	No. Espécimen	G_{mb}	V_a (%)
T140	140	93	2.352	7.5
		94	2.355	7.4
		95	2.352	7.5
		96	2.356	7.3
T125	125	97	2.354	7.4
		98	2.360	7.1
		99	2.360	7.2
		100	2.340	7.9
T115	115	105	2.364	7.0
		106	2.358	7.2
		107	2.359	7.2
		108	2.352	7.5
T95	95	127	2.346	7.5
		128	2.342	7.9
		129	2.355	7.4
		130	2.345	7.8

1.7.2 Profundidad de rodera y tasa de deformación

La Figura 1.27 muestra la influencia de la temperatura de compactación de la mezcla asfáltica en la deformación permanente, evaluado mediante el ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo. A partir de esto, se puede determinar que, a menor temperatura de compactación, es mayor el deterioro por deformación permanente sufrido por la mezcla asfáltica; lo anterior sin importar que la densificación granular y de contenido de asfalto se encuentre dentro de los límites establecidos.

De la misma Figuera se puede observar que la mezcla compactada a 95°C (T95), no completó las 20,000 pasadas solicitadas en el método de prueba, lo anterior debido a que a las 18,000 pasadas aproximadamente superó la deformación de 10.0 mm establecidos en la especificación; siendo la única mezcla que estuvo incumpliendo con el criterio mexicano para ser una mezcla aceptable.

También se puede observar que las mezclas T140 y T125 presentan una tasa de deformación muy similar; sin embargo, la mezcla T125 mostró un cambio de pendiente hacia la Fase 3 (punto de inflexión) casi al final del ensayo.

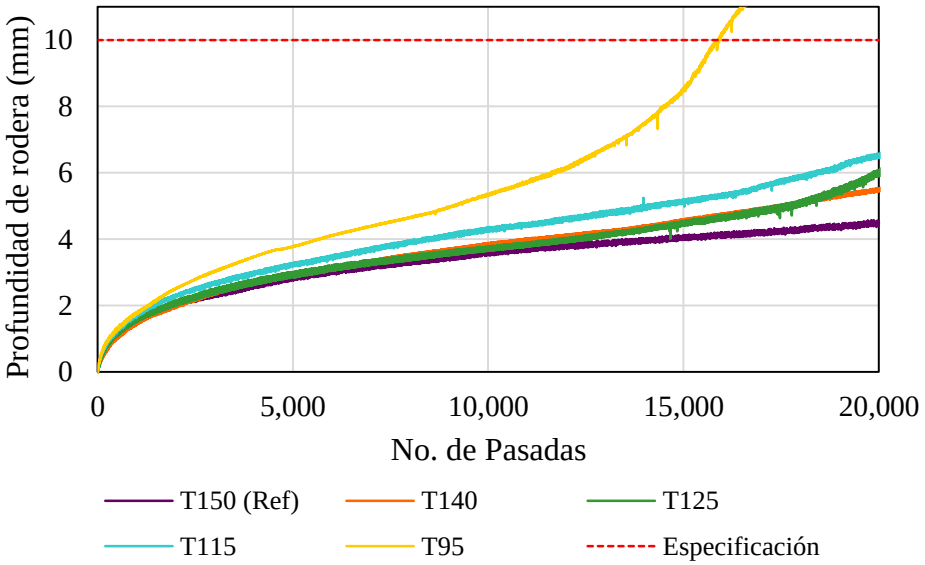


Figura 1.27 Evolución de la deformación, influencia de la temperatura de compactación

Tabla 1.39 Resultados de la influencia de la temperatura de compactación

Nomenclatura	Rodera @ 20,000 pasadas (mm)	Tasa de deformación (mm/mil pasadas)
T150 (Ref)	4.52	0.0895
T140	5.47	0.1427
T125	6.08	0.1582
T115	6.53	0.1748
T95	15.04	0.2990

En la Tabla 1.39 se indican los valores puntuales de profundidad de rodera máxima y la tasa de deformación calculada para cada curva de evolución de la deformación. En la Figura 1.28 se representan gráficamente estos resultados; se observa que el criterio de la tasa de deformación presenta congruencia con los valores de rodera final. Por lo anterior se puede concluir que el ensayo sí detecta la influencia de la temperatura de compactación en la mezcla asfáltica.

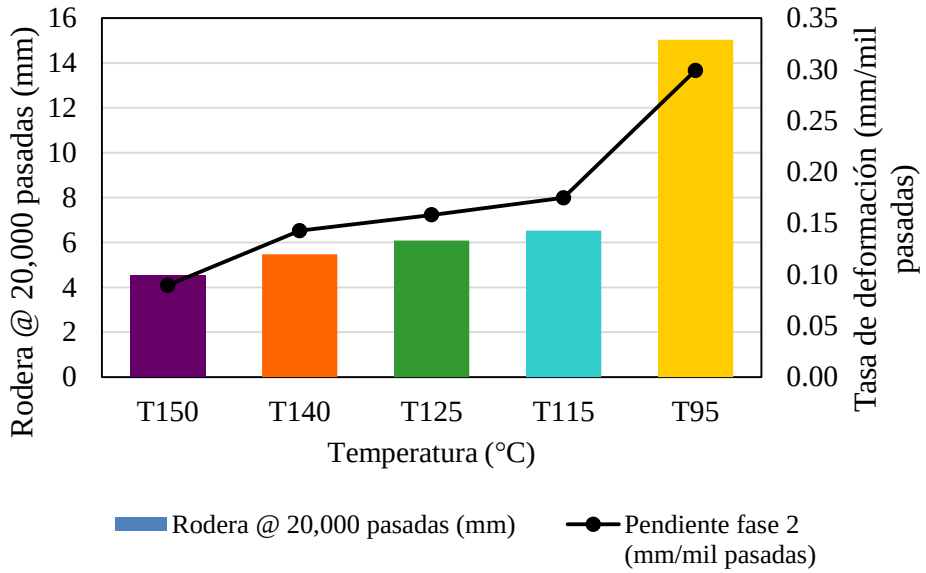


Figura 1.28 Valores máximos de deformación permanente. Temperatura de compactación

Es importante mencionar que, durante el proceso constructivo de los pavimentos flexibles, durante el tendido y compactación de la mezcla asfáltica es común que se presente pérdida de temperatura en las mezclas asfálticas, provocadas por el traslado del material desde la planta hasta el tiro de tendido; provocando una compactación a temperaturas por debajo de las requeridas.

Como se puede observar en los resultados, la compactación de la mezcla asfáltica a temperaturas por debajo de las solicitadas afecta al desempeño de la mezcla provocando un incremento significativo en la deformación permanente. Independientemente si se logra la densificación deseada mediante el incremento de la energía de compactación.

1.9 CONCLUSIONES

Se analizaron cuatro variables que, de acuerdo con la teoría, influyen en gran medida en el fenómeno de la deformación permanente de una mezcla asfáltica; estas son: granulometría, contenido de asfalto, contenido de vacíos de aire y temperatura de compactación. El análisis se realizó por medio del ensayo más utilizado en el país para este fin, siendo un ensayo empírico, en el equipo Rueda Cargada de Hamburgo.

De los resultados obtenidos se observó que el ensayo de RCH no fue capaz de detectar las variaciones en la estructura granulométrica de la mezcla de referencia, ni las variaciones en el contenido de asfalto. De acuerdo con la especificación mexicana —donde una mezcla con una deformación menor a 10 mm a 20,000 pasadas de la rueda es una mezcla apta para utilizarse en un pavimento sin presentar problemas de deformación— las variaciones en la granulometría hasta 2 veces fuera del límite permitido no influirán en el desempeño de la mezcla a la deformación; inclusive si se presentan tales cambios en la misma, que se generaran granulometrías discontinuas. Por otro lado, el cambio en el contenido de asfalto no afectará la deformación permanente de la mezcla, inclusive si se adiciona hasta un 2% más del contenido óptimo, o se disminuye hasta un 1.5% menos del óptimo; todas estas mezclas analizadas cumplen con el criterio de aceptación y no se observa gran cambio en el valor de la profundidad de rodera máxima de las mismas. Lo descrito anteriormente, son aseveraciones que discrepan de la teoría de las variables de diseño, lo que conlleva a pensar que el ensayo de RCH no es por completo, el adecuado para detectar ciertos parámetros de variación en el control de calidad de la mezcla.

En el caso de las variables: contenido de vacíos y temperatura de compactación, el ensayo sí logró detectar una tendencia más clara en el comportamiento de la mezcla, manteniendo congruencia con la teoría; sin embargo, solo con un contenido de vacíos del 11% una temperatura de compactación de 95 °C, las mezclas incumplirían con el criterio de aceptación. Lo anterior también suena incongruente, pues se pensaría que una mezcla con un contenido de vacíos desde 9% (91 % de compactación) ya presentaría graves problemas de deformación en el pavimento; así como una mezcla compactada 35 °C más fría que lo óptimo.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se propone realizar la evaluación en un ensayo mecánico que permita detectar la influencia de las variables en rangos relativamente pequeños, pues es en estos rangos en los que se moverán las mismas en un proceso constructivo adecuado.

En total, para la evaluación de la influencia de los cuatro parámetros de diseño en la evolución de la deformación permanente, se analizaron 92 especímenes en la Rueda Cargada de Hamburgo; un total de 23 ensayos.

1.10 BIBLIOGRAFÍA

AMAAC PA-MA-01[3] (2013). *Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño*. Ciudad de México: Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. ISBN: 978-607-8134-19-9.

AMAAC PA-MA-02[2] (2016). *Control y aseguramiento de calidad para mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa de alto desempeño*. Ciudad de México: Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.

AMAAC RA-01 (2017). *Susceptibilidad a la humedad y deformación permanente por rodera con el analizador de rueda cargada de Hamburgo (HWT), en una mezcla asfáltica compactada*. Ciudad de México: Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. ISBN: 978-607-8134-06-9.

Delgado, H. *Lo complejo del módulo complejo: principio de equivalencia tiempo-temperatura (tercera parte)*. Revista técnica Asfáltica No. 34, abril-junio, 2013.

Delgado, H., Gómez, J., Flores, M. (2017). *Propuesta de método de prueba de módulo dinámico en mezclas asfálticas para México*. Instituto Mexicano del Transporte. Recuperado el 5 de abril de 2019, de https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt507.pdf

Huang, Y.H. (2004). *Pavement Analysis and Design*. 2nd Ed. Prentice Hall. Upper Saddle River: N.J.

Leiva, F. (2004). *Módulo dinámico de mezclas asfálticas*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAME): Costa Rica. Recuperado el 10 de marzo de 2018, de:

https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/425/MODULO_DINAMICO_MEZCLAS_ASFALTICAS.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Capítulo 2 : Evaluación de las variables de diseño por medio de un ensayo mecánico

El Capítulo 2 tiene por objetivo continuar la evaluación de las variables de diseño de una mezcla asfáltica en un ensayo mecánico. Lo anterior debido a los hallazgos del Capítulo 1, donde se detectó que, prácticamente, la evaluación de la deformación permanente por medio del ensayo empírico de RCH, no logra detectar claramente la variación en dichos parámetros importantes a controlar durante la etapa constructiva de un pavimento para asegurar el correcto desempeño de la mezcla asfáltica.

Se eligió realizar la evaluación por medio de un ensayo de compresión axial simple, aplicando una carga cíclica. Como se mencionó en la parte introductoria, este tipo de ensayo es uno de los más recomendados a nivel mundial para evaluar la deformación permanente, al someter a la mezcla asfáltica a condiciones similares a las de un pavimento; además de la determinación de parámetros que describen el comportamiento mecánico del material. Por otro lado, se eligió utilizar el ensayo de compresión axial cíclica debido a que se puede replicar en el cemento asfáltico por medio del ensayo de Recuperación Elástica por Esfuerzo Múltiple, o mejor conocido como MSCR por sus siglas en inglés.

2.1 Revisión Bibliográfica

2.1.1 Ensayo de Compresión Axial Cíclica

El ensayo de compresión axial cíclica consiste en la aplicación de una carga tipo haversine axial de compresión mediante el uso de un Equipo para Desempeño de la Mezcla Asfáltica (AMPT, por sus siglas en inglés). El equipo utilizado es marca GCTS, modelo ATM-025. El ensayo fue basado en los parámetros indicados en la norma de referencia AASHTO TP79-15, donde inicialmente se debe fabricar un espécimen de 150 mm de diámetro y 170 mm de altura, para posteriormente extraer el núcleo y cortarlo

transversalmente con el objetivo de obtener un espécimen de ensayo de 100 mm de diámetro y 150 mm de altura, como se observa en la Ilustración 2.1. El rango de vacíos es variable a definir por el experimento.

Ilustración 2.1 Preparación de especímenes

Se colocan adaptadores de acero (pin) al espécimen para ajustar el transductor de variación lineal (LVDT) en sentido longitudinal del mismo y se pueda realizar la medición del desplazamiento axial (Ilustración 2.2).

Ilustración 2.2 Adaptación de LVDT's

Los desplazamientos axiales resultantes son medidos en función del tiempo y utilizados para calcular parámetros de deformación (ε) durante cada uno de los ciclos de

aplicación de carga. La deformación es un parámetro adimensional que se expresa comúnmente en unidades de $\mu\varepsilon$ (micro deformación) o % (porcentaje).

El ensayo se puede llevar a cabo con y sin confinamiento, así como a distintas temperaturas y frecuencias. En un procedimiento de carga repetida, un espécimen es sometido a un pulso de carga axial de compresión haversine mediante la aplicación de la carga durante 0.1 s y un periodo de relajación del material de 0.9 s, lo que completa un ciclo de 1.0 s y se traduce en una frecuencia de 10 Hz (Figura 2.1). La deformación total (ε_t) se descompone en deformación permanente (ε_p) y deformación recuperable (ε_r), como se indica en la Ecuación 2.1.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_r$$

Ecuación 2.1

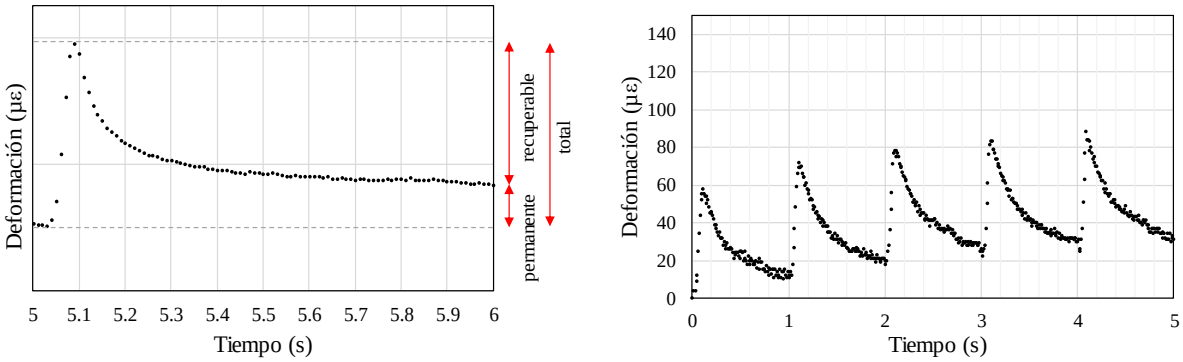


Figura 2.1 Deformación por ciclo, fr = 10 Hz

Se pueden utilizar distintos valores de frecuencias de carga y duración de cada ciclo; por ejemplo, una frecuencia de 5 Hz equivale a la aplicación de la solicitación durante 0.2 s y una duración total del ciclo de 1.0 s, lo que equivale a un periodo de relajación del material de 0.8 s; y una frecuencia de 1 Hz equivale a la aplicación de la solicitación durante 1.0 s y una duración total del ciclo de 2.0 s, lo que equivale a un periodo de relajación del material de 1.0 s. El pulso de carga para cada nivel de frecuencia mencionado se ilustra en la Figura 2.2, Figura 2.3, y Figura 2.4, para 10, 5 y 1 Hz, respectivamente.

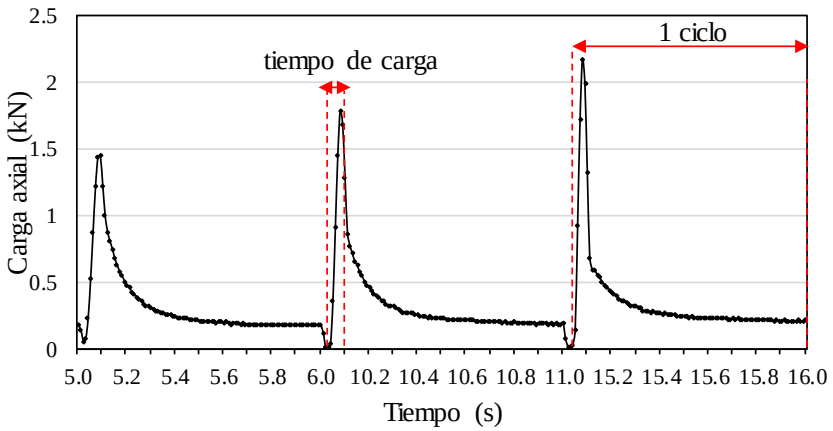


Figura 2.2 Aplicación de la carga, fr = 10 Hz

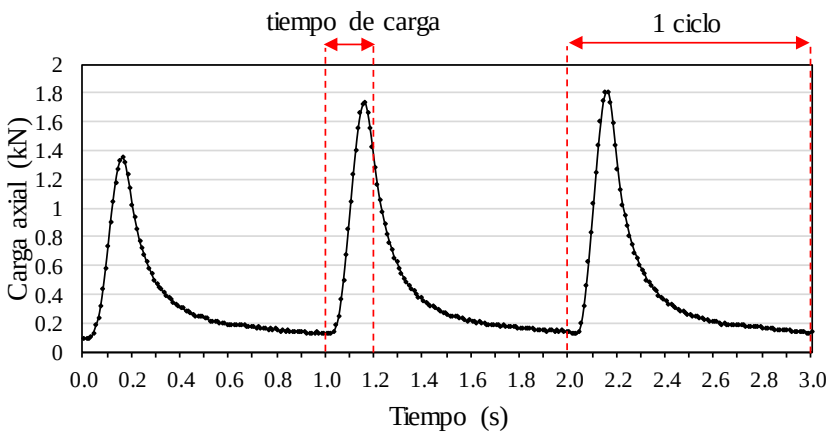


Figura 2.3 Aplicación de la carga, fr = 5 Hz

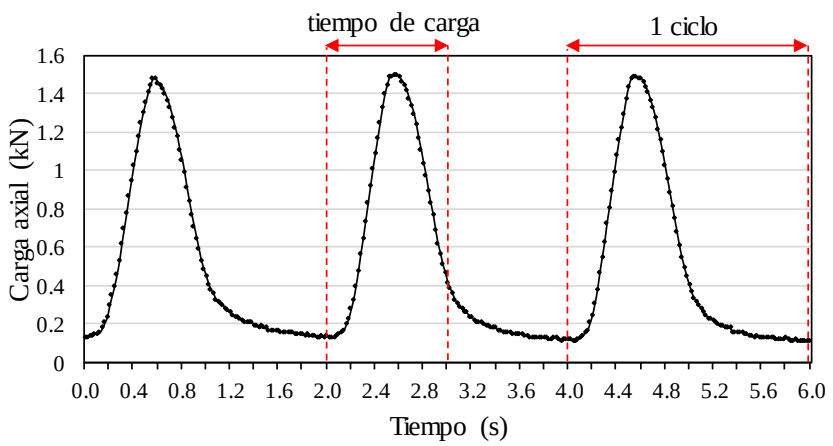


Figura 2.4 Aplicación de la carga, fr = 1 Hz

El comportamiento general de la deformación permanente acumulada de una mezcla asfáltica presenta una curva de evolución como la que se observa en la Figura 2.5. En el análisis de la deformación permanente —de acuerdo con distintos autores— existen 3 fases y varios parámetros a considerar.

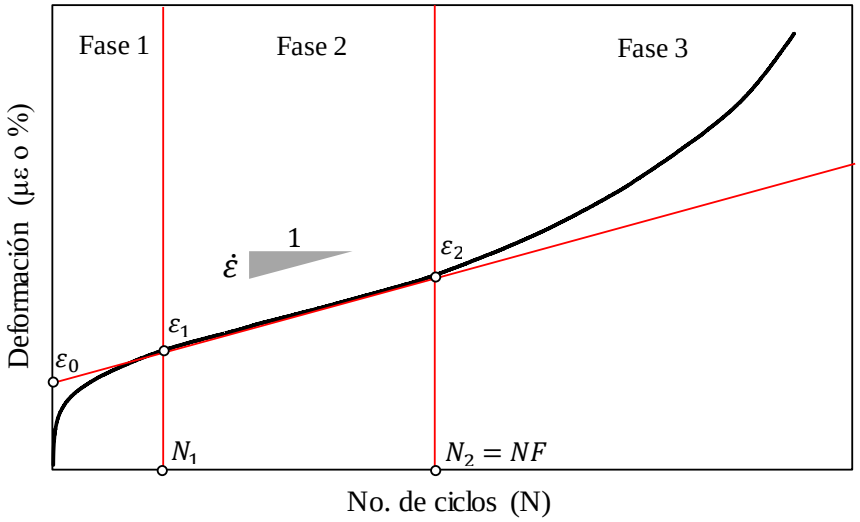


Figura 2.5 Evolución de la deformación

Fase 1 = comprende el periodo para completar la acumulación inicial de deformación en el espécimen; la cual se incrementa rápidamente. Parte del inicio del ensayo hasta el punto donde la acumulación de la deformación comienza a ser constante. Se manifiesta comúnmente por el reacomodo de partículas de agregado al estar sometidas a un esfuerzo de confinamiento inicial.

Fase 2 = comprende el periodo en el que la pendiente de la curva de evolución de la deformación se mantiene constante, una vez finalizada la Fase 1 y hasta el inicio de un segundo cambio de pendiente drástico. Esta fase se caracteriza por indicar la tasa de deformación del material en un estado estable.

Fase 3 = comprende el periodo en el que la pendiente de la Fase 2 incrementa de magnitud drásticamente y hasta finalizar la aplicación de la carga. En esta fase se observa la falla del material y puede ocurrir de manera muy rápida y repentina dependiendo la rigidez de este.

ε_0 = deformación inicial; se refiere a la intersección con el eje de las ordenadas de la curva de deformación de la Fase 2.

$\dot{\varepsilon}$ = tasa de deformación; se refiere a la pendiente de la curva de evolución de la deformación en la Fase 2.

ε_1, N_1 = deformación y número de ciclos al finalizar la Fase 1.

ε_2, N_2 = deformación y número de ciclos al finalizar la Fase 2. El valor N_2 se conoce también como Número de Flujo (NF).

En un ensayo de compresión axial cíclica, el equipo mide la deformación longitudinal (mm) de compresión que va experimentando el espécimen con cada ciclo de aplicación de carga. Dicha deformación se mide en tres secciones del espécimen por medio de los LVDT's y la convierte en microdeformación (με) dividiéndola por la longitud del transductor de desplazamiento (101.6 mm = 4 in). La deformación medida por cada LVDT es promediada y así se obtiene un valor de deformación por ciclo. En cada ciclo se registra la deformación permanente y la deformación recuperable, mediante las cuales se puede calcular la deformación total (Ecuación 2.1). En la Figura 2.6 se ilustra un ejemplo del comportamiento de la deformación permanente y acumulada en un ensayo. En un ensayo típico, la deformación acumulada se mantiene constante y suele ser de mayor magnitud que la deformación permanente. La deformación permanente entonces adquiere la forma observada en la Figura 2.7, y debido a que la deformación recuperable es constante, la deformación total presenta la misma forma que la deformación permanente. Entonces, la deformación recuperable acumulada se incrementa de manera lineal, como se observa en la misma figura.

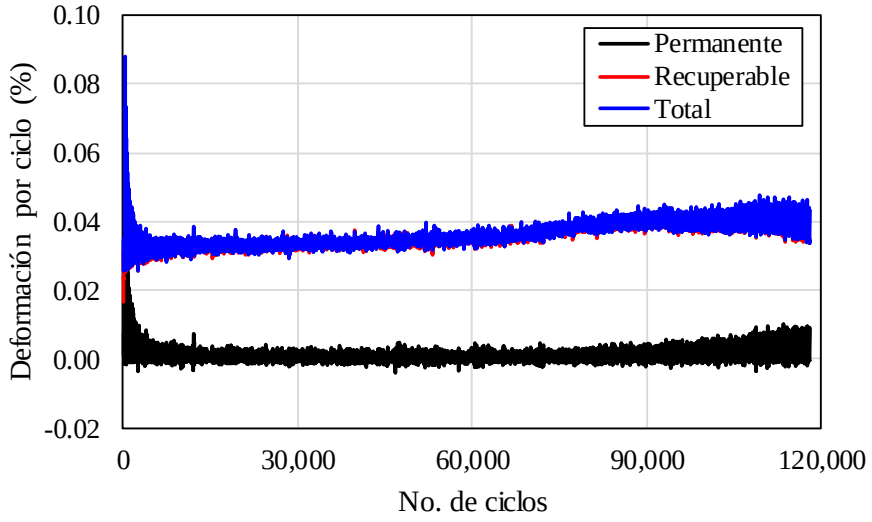


Figura 2.6 Evolución de la deformación por ciclo

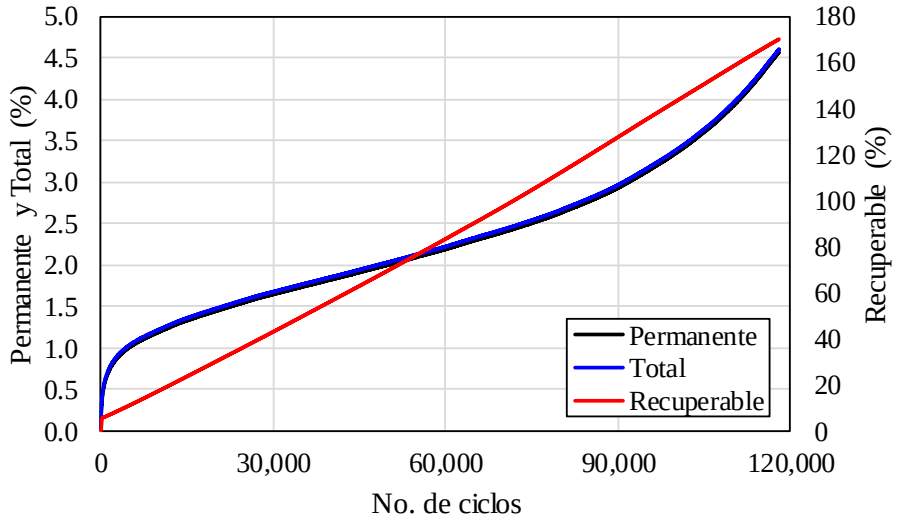


Figura 2.7 Evolución de la deformación acumulada

2.1.2 Consideraciones adicionales al ensayo de Compresión Axial Cíclica

No existe especificación por norma que establezca el número determinado de ciclos de aplicación de la carga para la ejecución del ensayo, ya que esto dependerá del objetivo de este (determinar la tasa de deformación, determinar el número de flujo, etc.); sin embargo, se ha observado que un número de ciclos menor a 100,000 en ocasiones no es suficiente para

establecer el verdadero valor de la tasa de deformación $\dot{\varepsilon}$. Lo anterior se ejemplifica en la Figura 2.8, donde se puede observar cómo a 50,000 ciclos la tendencia de la tasa de deformación se reflejaría como la línea roja resultado en una sobreestimación del valor $\dot{\varepsilon}$; por otro lado, conduciendo el ensayo hasta 100,000 ciclos, al menos, se obtendría una tasa de deformación real como lo indica la línea azul.

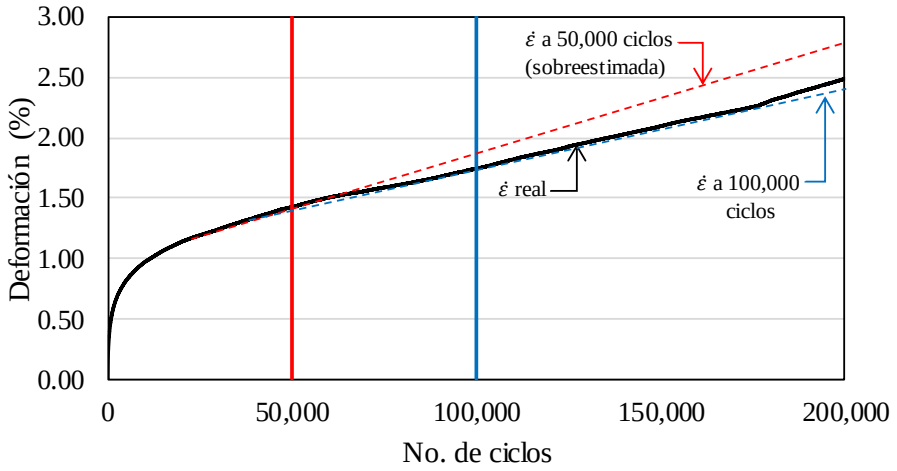


Figura 2.8 Estimación de $\dot{\varepsilon}$

Por otro lado, es importante destacar que se debe contar con LVDT's con un rango de desplazamiento suficiente, para lograr observar la deformación completa en la Fase 2 y llegar a la Fase 3. Para la presente investigación se utilizaron LVDT's con un rango de lectura de 5.0 mm, el cual se considera ser un rango suficiente, ya que en mezclas con baja resistencia y/o condiciones de ensayo drásticas, los especímenes se llegan a deformar hasta un punto que comienzan a romperse. En la Ilustración 2.3 se observa un espécimen antes y después de ser ensayado, donde se observa cómo la carga aplicada genera una compresión axial y expansión lateral. Lo anterior también es un criterio que considerar pues si los especímenes se destruyen durante la ejecución de la prueba, los LVDT's pueden llegar a dañarse irreparablemente.

Espécimen previo al ensayo

Espécimen deformado

Ilustración 2.3 Deformación del espécimen durante el ensayo

Otro criterio importante por considerar es la temperatura, pues se deberá contar con dos sensores de temperatura: el primero para controlar la temperatura dentro de la cámara de acondicionamiento y el segundo dentro de un espécimen testigo "dummy" que será la referencia de la temperatura al interior del espécimen. Para este tipo de ensayos de larga duración, se recomienda que el equipo se encuentre dentro de un cuarto con temperatura controlada debido a las fluctuaciones de temperatura entre el día y la noche que le generan inestabilidad en el control de esta y por consiguiente se generan variaciones en la deformación del espécimen.

2.2 METODOLOGÍA

La evaluación en esta etapa se consideró en menor escala a la efectuada en el Capítulo 1. Lo anterior debido a que la ejecución del ensayo de compresión simple demanda una mayor cantidad de recursos para la evaluación de cada mezcla, ya que se involucra desde la fabricación de los especímenes, su extracción y corte, hasta la colocación de adaptadores de acero, ajuste de LVDT's, acondicionamiento del espécimen y el tiempo de ejecución de la prueba que varía de 1 a 3 días. La duración del ensayo puede ser mucho mayor en algunos casos, pero para efectos de la presente investigación, se determinó una duración de ensayo

máxima de 55.5 horas (2.3 días), que equivale a 200,000 ciclos de aplicación de la solicitación con una frecuencia de 10 Hz.

2.2.1 Criterios para ensayo de compresión simple

El porcentaje de vacíos de aire se fijó en 4 ± 0.5% para todas las evaluaciones, con la intención de mantener congruencia con el contenido de vacíos de diseño de la mezcla asfáltica, que es el valor comúnmente utilizado para este ensayo.

Se eligió trabajar en un rango de temperatura y solicitaciones intermedias; por lo tanto, la temperatura de ensayo fue de 40 °C, mientras que el esfuerzo vertical se mantuvo en 400 kPa con una frecuencia de carga constante de 10 Hz y un tiempo por ciclo de 1 s, lo que equivale a 0.1 s de carga y 0.9 s de relajación (Figura 2.2). Cabe destacar que la frecuencia de 10 Hz es la más empleada para este tipo de ensayo en las investigaciones actuales americanas (Wang et al., 2016; Kaloush et al., 2003; Zhou et al., 2004; & Biligiri et al., 2007). El esfuerzo de confinamiento se mantendrá nulo (0 kPa) para esta fase de las evaluaciones.

Los resultados del ensayo serán analizados en términos de la deformación inicial (ε_0) y de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$). Se optó por dichos parámetros debido a que la deformación inicial se obtiene a partir de la tasa de deformación; y la tasa de deformación describe el comportamiento a la deformación del material en su fase estable, sin haber llegado a la falla. Muchas investigaciones actuales sugieren también utilizar el parámetro de Número de Flujo (NF) como criterio para determinar el comportamiento a la deformación permanente de la mezcla, sin embargo, este es un parámetro complicado de obtener en algunas ocasiones, pues no todas las mezclas y/o condiciones de ensayo son propensas a llegar a la falla en un número de ciclos considerable para laboratorio, es decir, pudiera haber ensayos en los que la duración debería ser de 7 días o más para lograr obtener dicho resultado.

2.2.2 Variables en la mezcla

Se determinó realizar la evaluación de la granulometría en el rango doble de la tolerancia permitida por el Protocolo de Control, ya que este es un parámetro que pudiera variar en grandes proporciones durante la etapa constructiva; por lo tanto, se eligió evaluar la "$G2_{inf}$" y "$G2_{sup}$". Aunado a esto, se determinó evaluar las granulometrías discontinuas "Disc2" y "Disc3" para observar el comportamiento de la mezcla asfáltica considerando estas dos malas alternativas de la granulometría, que cumplen con los parámetros de los puntos de control de la mezcla de referencia y que no se observó falla a la deformación por medio del ensayo de RCH en el Capítulo 1.

En relación con el contenido de asfalto, se determinó realizar la evaluación a ± 0.5 % y ± 1.0 % del contenido óptimo de diseño. Lo anterior, con la intención de verificar el comportamiento de la mezcla fuera de la tolerancia permitida por el Protocolo de Control, pero en un rango no tan amplio, para verificar si el ensayo de compresión axial simple es capaz de detectar dichos cambios que el ensayo de RCH no detectó. Por otro lado, también se eligieron dichos porcentajes de variación debido a que pudiera llegar a ser el caso que por errores en la calibración de la planta de mezcla asfáltica o decisión del constructor, el rango de variación del asfalto se encuentre hasta en un ± 1.0% de su óptimo, sin embargo, ya no sería tan probable llegar a un ± 2.0% debido a que un exceso de tanto asfalto resultaría en costos muy altos para el constructor y un déficit de tanto asfalto sería visible en la propia mezcla.

Las variables del contenido de vacíos de aire y temperatura de compactación evaluadas también en el Capítulo 1, no serán consideradas en el presente análisis, pues el ensayo de RCH sí detectó al menos una tendencia clara en el comportamiento de estas. Las variables por evaluar se resumen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Variables de diseño en la mezcla para ensayo de compresión cíclica

Mezcla	Nomenclatura	Contenido de vacíos	Granulometría	Contenido de asfalto	Temperatura de compactación
Referencia	Gref	4 ± 0.5 % (Ref)	Referencia (diseño)	Óptimo (5.4 %)	Óptima (150 °C)
Variación de granulometría (G)	$G2_{sup}$		Retenido No. 4: +6 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: +4 % Pasa No. 200: +1.4 %		
	$G2_{inf}$		Retenido No. 4: -6 % Pasa No. 4 y Retenido No. 100: -4 % Pasa No. 200: -1.4 %		
	Disc2		2 cruces con la línea de máxima densidad		
	Disc3		2 cruces con la línea de máxima densidad		
Variación del contenido de asfalto (Pb)	P_b 4.4		Referencia (diseño)	- 1.0 %	
	P_b 4.9			- 0.5 %	
	P_b 5.9			+ 0.5 %	
	P_b 6.4			+ 1.0 %	

2.3 INFLUENCIA DE LA ESTRUCTURA GRANULAR

La distribución granulométrica de las variaciones "$G2_{inf}$, $G2_{sup}$, Disc2 y Disc3" realizadas a la granulometría de referencia (diseño) se indican en la Tabla 2.2; cabe mencionar que estas son las mismas a las evaluadas en el Capítulo 1. Para efectos comparativos, en la Figura 2.9 se observa gráficamente la distribución de las granulometrías.

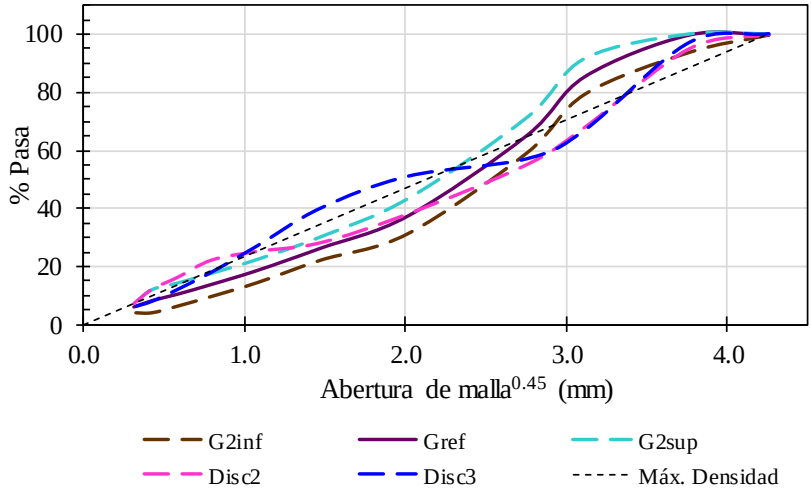


Figura 2.9 Variación en la granulometría

Tabla 2.2 Granulometrías de ensayo

Malla	Abertura (mm)	G_{ref}	$G2_{sup}$	$G2_{inf}$	Disc2	Disc3	Puntos de control (TN 19 mm)	Puntos de control (TN 12.5 mm)
		Referencia (%)	Tolerancias PAMA02/2016[2,] Doble (%)		Granulometrías Discontinuas			
		TN19	TN12.5	TN19	TN19	TN19		
1"	25.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100-100	
¾"	19.0	100.0	100.0	94.0	95.0	97.0	90-100	100-100
½"	12.5	85.7	91.7	79.7	68.0	67.0	-90	90-100
⅜"	9.5	65.3	71.3	59.3	55.0	57.0		-90
No. 4	4.75	37.5	43.5	31.5	38.0	51.0		
No. 8	2.36	26.3	30.3	22.3	28.0	40.0	23-49	28-58
No. 16	1.18	18.6	22.6	14.6	25.0	27.0		
No. 30	0.60	13.8	17.8	9.8	22.0	18.0		
No. 50	0.30	10.4	14.4	6.4	16.0	12.0		
No. 100	0.149	8.2	12.2	4.2	12.0	8.0		
No. 200	0.075	6.0	7.4	2.0	7.0	6.0	2-8	2-10

2.3.1 Evolución de la deformación

La influencia del cambio en la estructura granular de la mezcla asfáltica de referencia (G_{ref}) se ilustra en la Figura 2.10. En esta figura se puede observar cómo la granulometría Disc3 y la $G2_{sup}$ —que son más finas que la granulometría de referencia— presentaron niveles de deformación menores que la referencia. Por otro lado, la granulometría $G2_{inf}$ —que es la más gruesa— presentó el mayor nivel de deformación, y la granulometría Disc2 —que también es ligeramente más gruesa que la referencia— presentó niveles de deformación mayores; por lo anterior se puede deducir que el nivel de deformación se incrementa si la granulometría se vuelve más gruesa, lo anterior posiblemente por la falta de material fino para llenar vacíos entre partículas gruesas. Respecto a la forma de las curvas se puede apreciar lo siguiente: (1) las granulometrías $G2_{inf}$ y Disc2 presentan curvas donde la Fase 2 se combina con la Fase 3 y es difícil detectar el cambio entre ambas, (2) las granulometrías G_{ref} y $G2_{sup}$ presentan curvas donde se aprecian claramente las 3 Fases de evolución de la deformación, y (3) la granulometría Disc2 no llegó a presentar la Fase 3 en los ciclos de aplicación de la carga.

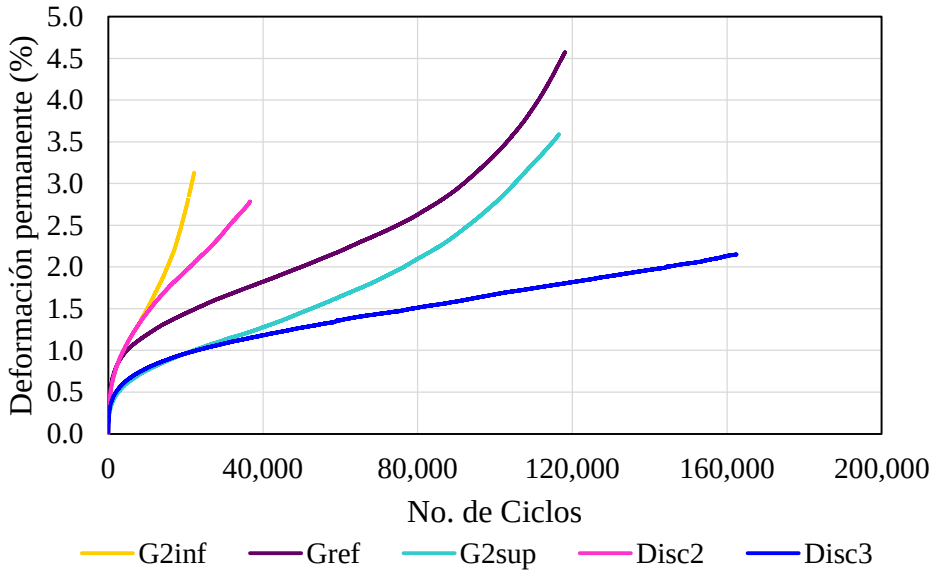


Figura 2.10 Evolución de la deformación, influencia de la granulometría

En la

Tabla 2.3 se enlistan los resultados para cada una de las granulometrías evaluadas. Los resultados a considerar son la deformación inicial (ε_0) y la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) de la Fase 2, como se describió en la Sección 2.1. Estos resultados confirman numéricamente los valores de deformación y las aseveraciones indicadas anteriormente, donde las granulometrías finas presentan mejor comportamiento a la deformación que la granulometría de referencia, y las granulometrías gruesas se deforman en mayor medida.

Una observación relevante es que la $G2_{sup}$ presenta resultados —aunque más bajos en deformación— afines a la G_{ref} en términos de $\dot{\varepsilon}$, por lo que se podrían considerar que las mezclas se comportarán similarmente.

Por otro lado, respecto al parámetro de deformación inicial se puede concluir que no es un criterio apto para comparar resultados en el ensayo, puesto que no describe el comportamiento a la deformación durante la evolución del ensayo.

Tabla 2.3 Resultados de deformación, influencia de la granulometría

Granulometría	ε_0 (%)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)
$G2_{inf}$	0.621	85.548
Disc2	0.968	49.895
G_{ref}	1.103	18.036
$G2_{sup}$	0.586	17.434
Disc3	0.892	7.760

2.3.2 Comparativa

Se realizó la comparativa de resultados entre la Rueda Cargada de Hamburgo (RCH), retomando los obtenidos en la Tabla 1.28 y la Tabla 1.30, así como del ensayo de Compresión Axial Cíclica (CAC) indicados en la Tabla anterior. Los resultados se compilaron nuevamente como objeto de comparación en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Comparativa RCH y CAC

Granulometría	Rueda Cargada de Hamburgo		Compresión Axial Cíclica	
	Rodera @ 20,000 pasadas (mm)	Tasa de deformación (mm/mil pasadas)	ε_0 (%)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)
$G2_{inf}$	4.21	0.1236	0.621	85.548
Disc2	4.51	0.100	0.968	49.895
G_{ref}	4.52	0.1359	1.103	18.036
$G2_{sup}$	5.72	0.1469	0.586	17.434
Disc3	6.35	0.190	0.892	7.760

Gráficamente, se compararon las 2 variables de respuesta de cada ensayo para detectar alguna tendencia de comportamiento similar en las mismas. En la Figura 2.11 se realiza la comparativa de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) en el ensayo CAC con la profundidad de rodera del ensayo de RCH. En esta se puede observar que las tendencias de comportamiento de las mezclas a la deformación permanente son opuestas. En el ensayo CAC la tendencia de la mezcla es a disminuir la tasa de deformación mientras la granulometría de la mezcla contiene mayor cantidad de finos y en el ensayo RCH la tendencia de la mezcla es a incrementarse conforme la mezcla se vuelve más fina. La diferencia en comportamientos se debe principalmente a que en el ensayo de RCH la mezcla se encuentra confinada dentro de los moldes de polietileno por lo que el mismo confinamiento no permite

que se deformen las mezclas gruesas en gran medida, y su modo de falla con mezclas finas es por desgranamiento, que el ensayo lo detecta como deformación.

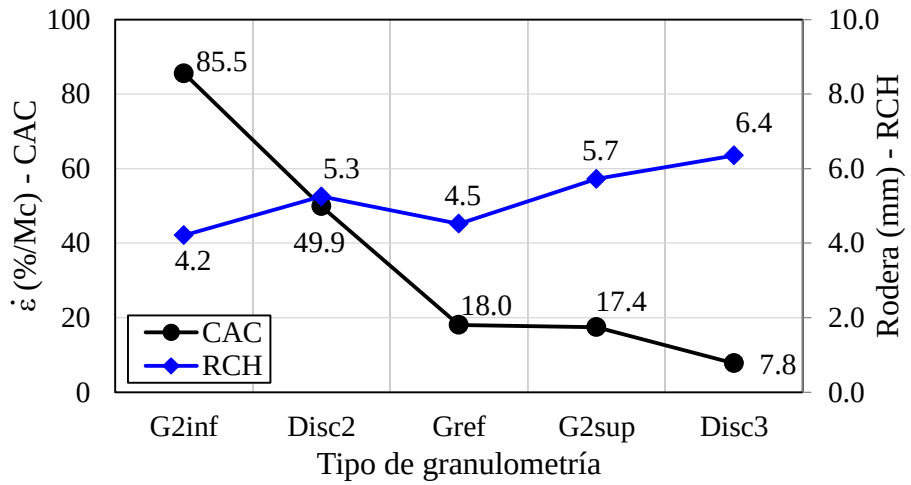


Figura 2.11 Tasa de deformación (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH)

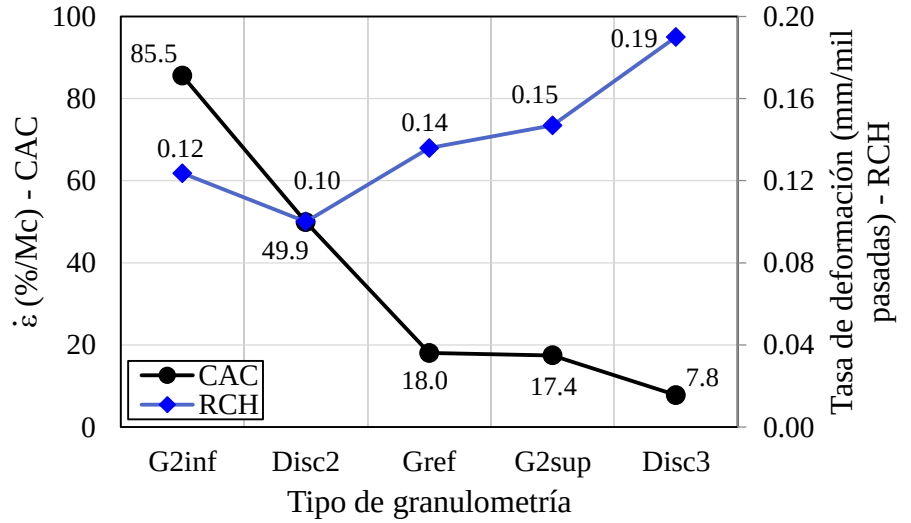


Figura 2.12 Tasa de deformación (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH)

En la Figura 2.12 se realiza la comparativa de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) en el ensayo CAC con la tasa de deformación del ensayo de RCH. En este caso se está comparando el mismo parámetro en ambos ensayos. En este se puede observar que las tendencias de comportamiento de las mezclas se mantienen siendo opuestas; manteniendo incongruencia en los resultados con estos parámetros.

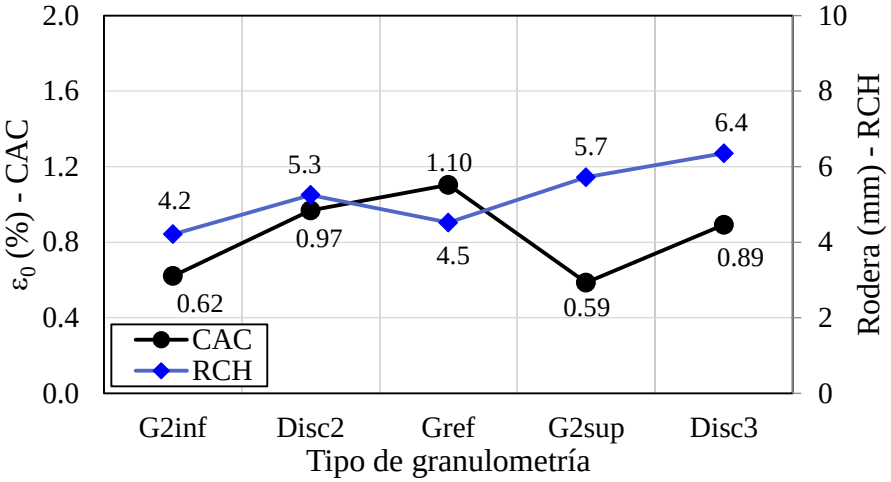


Figura 2.13 Deformación inicial (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH)

En la Figura 2.13 se realiza la comparativa de la deformación inicial (ε_0) en el ensayo CAC con la profundidad de rodera del ensayo de RCH. En esta figura se observa que pudiera haber una similitud en tendencias a excepción de la granulometría de referencia.

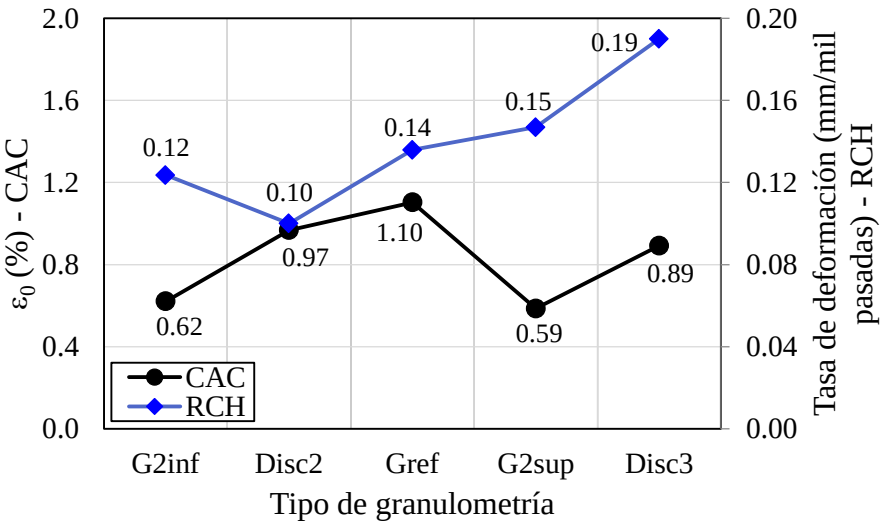


Figura 2.14 Deformación inicial (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH)

Finalmente, en la Figura 2.14 se realiza la comparativa de la deformación inicial (ε_0) en el ensayo CAC con la tasa de deformación del ensayo de RCH. En esta figura se aprecia nuevamente que los ensayos no indican el mismo comportamiento de las mezclas.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede deducir que el ensayo de CAC puede detectar únicamente el fenómeno de falla de deformación permanente de la mezcla; pues la granulometría $G2_{sup}$, que es una granulometría con mayor contenido de finos a la referencia, se comportó de forma muy similar a esta; y por la teoría se sabe que el desempeño no será similar. Por otro lado, el ensayo de RCH mostró que esta granulometría sería propensa al desgranamiento, mostrando un punto de inflexión en la curva de evolución de la rodera (Figura 1.10) alrededor de las 14,000 pasadas y observándose físicamente en la mezcla al finalizar el ensayo.

Lo anterior conlleva a concluir que el ensayo de RCH es un buen indicador de las fallas por desgranamiento que pudiera sufrir la mezcla asfáltica, y más si estas presentan un punto de inflexión en la curva de evolución de la rodera.

Finalmente, en mezclas densas, una mezcla discontinua no precisamente va a presentar un mal desempeño a deformación permanente, como lo ilustra claramente el resultado del ensayo para la mezcla Disc3, donde fue la mezcla que menor nivel de deformación presentó, siendo la de mejor desempeño.

2.4 INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE ASFALTO

La influencia del contenido de asfalto se determinó en variaciones de ± 0.5 % y ± 1.0 % del contenido óptimo de diseño. Por lo anterior, los puntos de evaluación serán como se indican en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Puntos de evaluación en el contenido de asfalto

Variación respecto al P_b óptimo	**P_b**
- 1.0 %	4.4 %
- 0.5 %	4.9 %
0 %	5.4 % (Ref)
+ 0.5 %	5.9 %
+ 1.0 %	6.4 %

2.4.1 Evolución de la deformación

Los resultados de la curva de evolución de la deformación para cada contenido de asfalto se ilustran en la Figura 2.15, donde se observa claramente la influencia de este parámetro en la deformación del material. Se detecta cómo a menor contenido de asfalto, la mezcla presenta niveles de deformación permanente menores a comparación de las mezclas con mayor contenido de asfalto.

Respecto a la forma de las curvas se puede apreciar lo siguiente: (1) la mezcla con contenido de asfalto de 4.5% presenta una curva estable sin haber llegado al criterio de falla (Fase 3) durante los ciclos de aplicación de la carga. (2) las mezclas con 4.9 y 5.4% de asfalto presentan curvas donde se aprecian claramente las 3 Fases de evolución de la deformación, siendo ambas muy similares entre ellas, y (3) las mezclas con 5.9 y 6.4% de asfalto presentan curvas donde la Fase 2 se combina con la Fase 3 y es difícil detectar el cambio entre ambas debido a lo rápido que llegan a la falla.

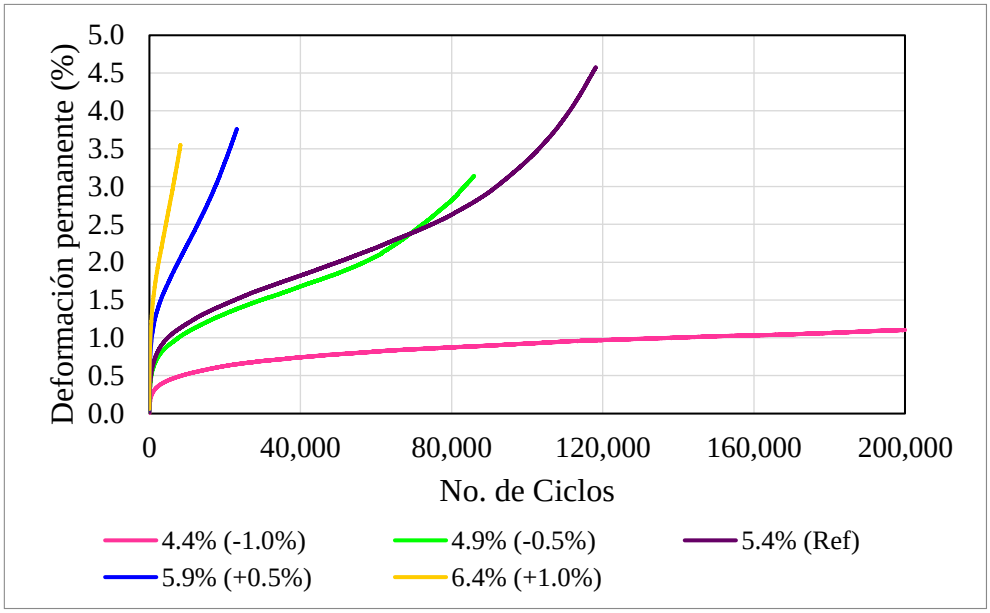


Figura 2.15 Evolución de la deformación, influencia del contenido de asfalto

En la Tabla 2.6 se enlistan los resultados para cada uno de los contenidos de asfalto evaluados. Los resultados a considerar son la deformación inicial (ε_0) y la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) de la Fase 2, como se describió en la Sección 2.1. Estos resultados confirman numéricamente los valores de deformación y las aseveraciones indicadas anteriormente.

Una observación relevante es que la mezcla con 4.9% presenta resultados —aunque más bajos en deformación— afines a la mezcla con 5.4% (referencia) en términos de $\dot{\varepsilon}$ y ε_0, por lo que se podrían considerar, en base a estos parámetros, que las mezclas se comportarán similarmente. Sin embargo, se puede notar que el valor de NF sería menor en la mezcla con 4.9% de asfalto, indicando una mayor resistencia. Por otro lado, respecto al parámetro de deformación inicial ε_0, se puede observar que, en este caso, sí lleva una congruencia con la tasa de deformación; incrementándose también conforme el contenido de asfalto se incrementa.

Tabla 2.6 Resultados de deformación, influencia del contenido de asfalto

P_b	ε_0 (%)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)
4.4 %	0.767	1.667
4.9 %	0.975	17.613
5.4 % (Ref)	1.103	18.036
5.9 %	1.238	99.654
6.4 %	1.349	264.225

2.4.2 Comparativa

Se realizó la comparativa de resultados entre la Rueda Cargada de Hamburgo (RCH), retomando los obtenidos en la Tabla 1.33, así como del ensayo de Compresión Axial Cíclica (CAC) indicados en la Tabla anterior. Los resultados se compilaron nuevamente como objeto de comparación en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 Comparativa RCH y CAC

Contenido de asfalto	Rueda Cargada de Hamburgo		Compresión Axial Cíclica	
	Rodera @ 20,000 pasadas (mm)	Tasa de deformación (mm/mil pasadas)	ε_0 (%)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)
4.4 %	3.84	0.1281	0.767	1.667
4.9 %	7.48	0.1969	0.975	17.613
5.4 % (Ref)	4.52	0.1359	1.103	18.036
5.9 %	4.94	0.1835	1.238	99.654
6.4 %	4.75	0.1185	1.349	264.225

Gráficamente, se compararon las 2 variables de respuesta de cada ensayo para detectar alguna tendencia de comportamiento similar en las mismas. En la Figura 2.16 se realiza la comparativa de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) en el ensayo CAC con la profundidad de rodera del ensayo de RCH. En esta se puede observar que las tendencias de comportamiento de las mezclas a la deformación permanente no se asemejan. En el ensayo CAC la tendencia de la mezcla es clara y tiende a incrementarse la tasa de deformación conforme el contenido de asfalto se incrementa también; mientras que en el ensayo RCH no existe una tendencia clara y los valores de rodera oscilan en un rango de ± 3mm. La diferencia radica principalmente en que el ensayo de RCH no permite que la mezcla se deforme en gran medida por el mismo confinamiento que le confieren los moldes, y no es capaz de detectar el incremento en el contenido de asfalto. También, el ensayo RCH pudiera o no detectar el decremento en el contenido de asfalto en forma de desgranamientos, sin embargo, este resultado dependerá del acomodo de las partículas y no será siempre conciso como se observa en los resultados para 4.4 y 4.9%.

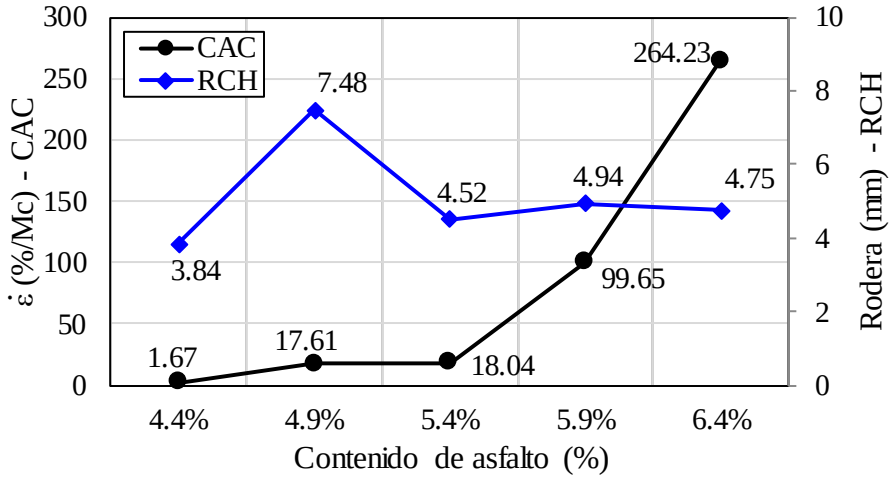


Figura 2.16 Tasa de deformación (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH)

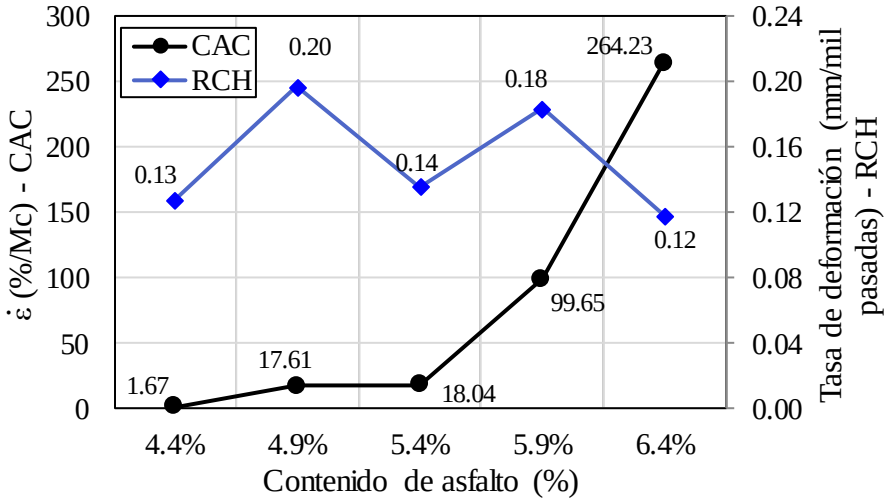


Figura 2.17 Tasa de deformación (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH)

En la Figura 2.17 se realiza la comparativa de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) en el ensayo CAC con la tasa de deformación del ensayo de RCH. En este caso se está comparando el mismo parámetro en ambos ensayos. Se puede observar en la RCH que la tasa de deformación no es un parámetro que pueda definir el comportamiento de la mezcla para este ensayo, al no presentar una tendencia del desempeño.

En la Figura 2.18 y la Figura 2.19 se realiza la comparativa de la deformación inicial (ε_0) en el ensayo CAC con los parámetros de profundidad de rodera y tasa de deformación

del ensayo de RCH. Como se ha indicado anteriormente, los parámetros de la RCH no muestran una tendencia clara sobre la influencia del contenido de asfalto; mientras que la ε_0 del ensayo CAC, muestra congruencia con el parámetro $\dot{\varepsilon}$ del mismo ensayo; a mayor contenido de asfalto, mayor deformación permanente presentará la mezcla.

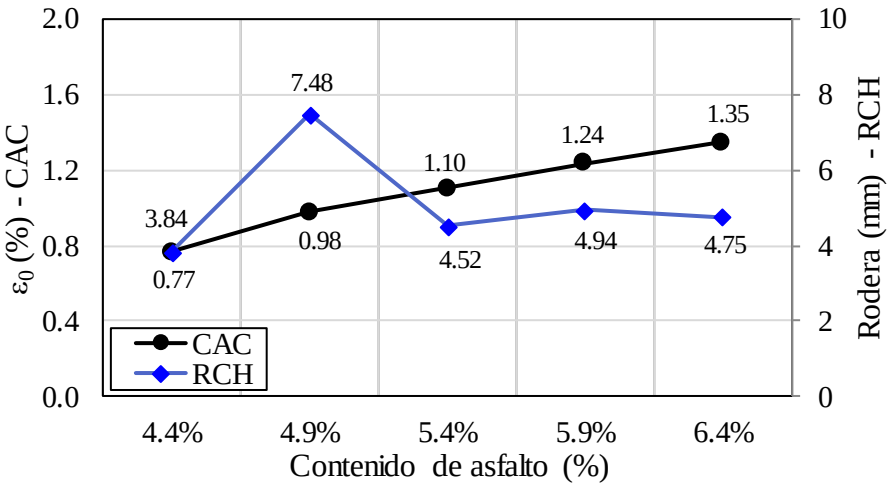


Figura 2.18 Deformación inicial (CAC) vs. Profundidad de rodera (RCH)

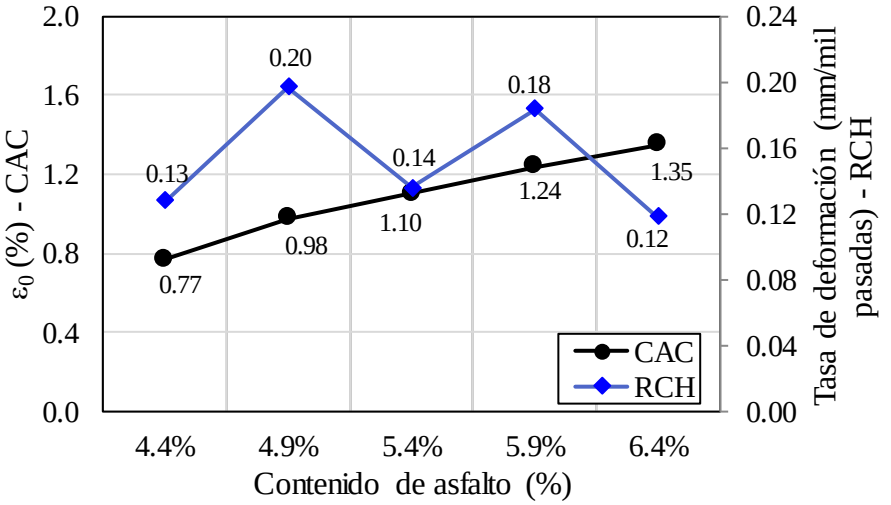


Figura 2.19 Deformación inicial (CAC) vs. Tasa de deformación (RCH)

2.4 CONCLUSIONES

De acuerdo con el análisis del comportamiento a deformación permanente en el ensayo de CAC —mecánico— contra el ensayo RCH —empírico— se concluye lo siguiente:

La influencia de la granulometría se observa claramente en el ensayo de CAC, sin embargo, con los análisis presentados en este capítulo, se ha detectado que este ensayo va a medir y detectar únicamente la deformación permanente de la mezcla, que es su objetivo primordial. Comparando contra la RCH y la teoría en mezclas asfálticas, se sabe que una mezcla fina va a ser más propensa a sufrir desgranamientos si no es diseñada apropiadamente, lo que fue detectado con el ensayo de RCH en la mezcla G2sup; sin embargo, el ensayo de CAC no detectó este tipo de falla de la mezcla, por lo que se propone considerar el ensayo de RCH como complemento al diseño para evaluar posibles fallas por pérdida de cohesión del material. El punto de inflexión en la curva de evolución de la rodera se consideraría como una falla en el material.

En mezclas densas, una mezcla discontinua no precisamente va a presentar un mal desempeño a deformación permanente, se deberá analizar la estructura granulométrica de la misma por otro tipo de métodos para poder contar con más criterios de aceptación o rechazo.

La diferencia de los ensayos en la determinación de influencia del contenido de asfalto se hace visible cuando el contenido de asfalto es mayor al óptimo; lo anterior debido a que el ensayo de CAC sí logra detectar la influencia del mismo en el fenómeno de la deformación permanente; sin embargo, el ensayo de RCH no es capaz de detectar un contenido de asfalto elevado con una buena granulometría, pues el mismo confinamiento que le brindan los moldes, no permiten que se deforme de manera real.

2.5 BIBLIOGRAFÍA

AASHTO TP79 (2015). *Standard Method of Test for Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)*. Recuperado el 18 de septiembre de 2016, de IHS Markit: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20TP%2079&item_s_key=00526119

Biligiri, K. P., Kaloush, K. E., Michael, S. M., & Witczak, M. W. (2007). *Rational modeling of tertiary flow of asphalt mixtures*. *TRB No. 2001* (págs. 63-72). Washington, D.C.: TRB.

Delgado, H., Gómez, J., Flores, M. (2017). *Propuesta de método de prueba de módulo dinámico en mezclas asfálticas para México*. Instituto Mexicano del Transporte. Recuperado el 5 de abril de 2019, de https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt507.pdf

Kaloush, K., Witczak, M., & Sullivan, B. (2003). *Simple performance test for permanent deformation evaluation of asphalt mixtures*. Rilem Symposium (págs. 498-505). EUA: Manfred N Partl.

Meunier, M. (2012). *Prédiction de l'orniérage lié aux déformations permanents des enrobés bitumineux*. Tesis Doctoral presentada en la Éscuela de Tecnología Superior de la Universidad de Quebec. Montreal, Canadá.

Richard Kim, Y. (2009). *Modeling of Asphalt Concrete*. EUA: Mc Graw Hill.

Wang, J., Molenaar, A., Van De Ven, M., & Wu, S. (2016). *Characterization of permanent deformation of a dense asphalt mixture*. Transportation Research Board. Delft: TRB.

Zhou, F., Scullion, T., & Lijun, S. (2004). *Verification and modeling of three-stage permanent deformation behavior of asphalt mixes*. En Journal of Transportation Engineering (págs. 486-494). ASCE.

Capítulo 3 : Efecto de la Rueda Cargada de Hamburgo bajo distintas condiciones

El presente Capítulo tiene por objetivo evaluar el comportamiento del ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo bajo distintas condiciones de ensayo —temperatura y granulometría—, así como materiales asfálticos.

En México este ensayo se comenzó a utilizar en 2008 para complementar el diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño. La prueba se ejecuta a una temperatura de 50 °C y la cantidad mínima de pasadas especificadas para una deformación máxima de 10 mm depende del nivel de tránsito (para un nivel bajo, medio, alto y muy alto, el número de pasadas especificado es de 10 000, 15 000 y 20 000, respectivamente). Sin embargo, no existe investigación alguna en el país que respalde dichas especificaciones, por lo que se considera importante la evaluación del desempeño de la mezcla asfáltica en la Rueda Cargada de Hamburgo bajo distintas condiciones para identificar apropiadamente si la mezcla asfáltica es susceptible a la deformación permanente y al daño por humedad.

Uno de los factores que influye enormemente en los resultados es la temperatura de ensayo. Algunos departamentos de transporte en Estados Unidos y también en México ejecutan la prueba a una temperatura de 50 °C; sin embargo, varios investigadores han realizado estudios para evaluar el efecto de la temperatura de prueba en los resultados y coinciden en que la prueba debe ejecutarse a diferentes temperaturas dependiendo del Grado PG del asfalto utilizado.

3.1 Revisión Bibliográfica

3.1.1 Evaluaciones en la Rueda Cargada de Hamburgo

La Rueda Cargada de Hamburgo (RCH) es un equipo de laboratorio usado para medir la susceptibilidad a la deformación permanente y el daño por humedad de mezclas asfálticas.

El ensayo es un indicador de la susceptibilidad a la falla prematura de mezclas asfálticas en caliente debida a una estructura granular débil, rigidez inadecuada de asfalto, daño por humedad y falta de adherencia entre el agregado y el asfalto (Farhana R. *et al*., 2014).

Este equipo fue desarrollado en 1970 en Alemania por Esso A.G de Helmut-Wind Inc., y se introdujo en Estados Unidos de América en los noventa con el objetivo de detectar mezclas propensas a la deformación permanente.

Aschenbrener *et al*. (1993) fueron los pioneros en realizar estudios con la Rueda Cargada de Hamburgo (HWTD, por sus siglas en inglés): evaluaron los factores que influencian los resultados de dicho ensayo en 20 mezclas cuyo desempeño al desgranamiento era conocido. Las pruebas se realizaron en un rango de temperaturas de 35 a 65 °C. Los resultados obtenidos en laboratorio se compararon con el desempeño en campo y se obtuvo una excelente correlación entre los datos de campo y de laboratorio. En estos estudios se encontró que los resultados de la prueba son sensibles a la calidad del agregado, rigidez del asfalto, duración del envejecimiento a corto plazo, procesos de refinamiento del asfalto, aditivos anti-desprendimiento, cal hidratada y temperatura de compactación. Se concluyó que la temperatura de prueba de la Rueda Cargada de Hamburgo debe seleccionarse con base en la temperatura del sitio y se sugiere realizar el ensayo para un asfalto con un PG 70 a 55 °C, PG 64 a 50 °C, PG 58 a 45 °C y PG 52 a 40 °C.

Romero *et al*. (2008) evaluaron en un agregado calizo, con un desempeño al desgranamiento conocido, el efecto de la temperatura de prueba, la relación rigidez-temperatura en los asfaltos modificados a través de barridos de temperatura en el reómetro y el ensayo de recuperación elástica por esfuerzo múltiple (MSCR, por sus siglas en inglés), así como el efecto del ácido poli fosfórico (PPA, por sus siglas en inglés) en el desempeño de la mezcla asfáltica. En este estudio se utilizaron cuatro tipos de asfalto (PG 58-28, PG 64-28, PG 70-28 modificado con polímero y un PG 70-28 modificado con polímero y ácido poli fosfórico) y se concluyó que hay una pendiente crítica de desgranamiento (CST, por sus

siglas en inglés) que produce energía, en forma de calor, la cual reduce la rigidez, y provoca el desprendimiento del asfalto del agregado, lo que da paso al desgranamiento. En las mezclas preparadas con asfaltos modificados (PG-70) y ensayadas a una temperatura de 50 °C, no se presenta la pendiente crítica de desgranamiento, por lo que se recomienda realizar el ensayo de la rueda cargada de Hamburgo a una temperatura de 54 °C para mezclas con asfaltos modificados (PG 70), a 50 °C para mezclas con asfalto PG 64 y a 46 °C o menos para mezclas con asfaltos PG 58. En lo que respecta a la relación rigidez-temperatura, se encontró que, para asfaltos con el mismo grado de desempeño (PG), esta relación es diferente y, por lo tanto, el barrido de temperatura en el reómetro de corte dinámico (DSR, por sus siglas en inglés) y la prueba de recuperación elástica por esfuerzo múltiple (MSCR) no permiten determinar la susceptibilidad a la humedad de la mezcla, de la misma manera que lo hace la prueba de la rueda cargada de Hamburgo. En cuanto al efecto del PPA, no se observó una mejora en el desempeño de la mezcla asfáltica.

Recientemente, Walubita *et al*. (2016) estudiaron el efecto del tiempo de maduración en muestras de mezcla asfáltica y la variación de la temperatura de prueba en la rueda cargada de Hamburgo. Cinco tipos de mezclas asfálticas usadas comúnmente en el estado de Texas se ensayaron a diferentes tiempos de maduración (1, 3, 5, 7 y 14 días) y a tres temperaturas de prueba (50, 60 y 70 °C) siguiendo el procedimiento del Departamento de Transporte de Texas. Los hallazgos encontrados fueron que la resistencia a la deformación permanente de las mezclas mejora al incrementar el tiempo de maduración de la mezcla y que la deformación permanente se incrementa de manera importante con el incremento de la temperatura, por lo que proponen ensayar los especímenes compactados en el laboratorio después de cinco días de fabricados y realizar la prueba de la rueda cargada de Hamburgo a una temperatura más alta (> 50 °C) o a diferentes temperaturas (50, 55 y 60 °C), especialmente en mezclas que van a estar sujetas a temperaturas altas y esfuerzos cortantes altos.

3.2.2 Especificaciones actuales para la deformación permanente

En Estados Unidos, gracias a la facilidad para ejecutar la prueba y la buena correlación entre los resultados de campo y de laboratorio, numerosos departamentos de transporte utilizan la prueba de la rueda cargada de Hamburgo para complementar el diseño de mezclas asfálticas. Los estados que actualmente usan esta prueba como criterio de aceptación o rechazo de mezclas asfálticas son California, Colorado, Illinois, Iowa, Luisiana, Massachusetts, Montana, Oklahoma, Texas, Utah, Washington y Wisconsin.

Debido a que la norma AASHTO T324 no especifica una temperatura de prueba, todos los estados modificaron dicho método para reflejar las condiciones ambientales locales. Los estados de Texas, Colorado y Montana usan su propia norma —Tex-242F, CP-L5112 y MT-334, respectivamente—; los demás estados mencionados recurren a la norma AASHTO T324 o AASHTO T324 modificada, como su procedimiento de prueba.

En cuanto a las especificaciones o criterios de aceptación de la mezcla, la ciudad de Hamburgo en Alemania especifica una deformación permanente de 4 mm y 20, 000 pasadas. En Estados Unidos, las especificaciones varían de un estado a otro. A continuación, se mencionan los criterios adoptados en algunos de los estados:

- California, Wisconsin y Iowa usan la deformación permanente (rodera final) y el punto de inflexión como criterio de aceptación y los demás estados únicamente la deformación permanente.
- California también especifica el número de pasadas del punto de inflexión para diferentes Grados PG.
- Iowa y Wisconsin especifican que la relación de la pendiente de desgranamiento con respecto a la pendiente del *creep* debe ser igual o mayor que 2.
- Illinois señala que “puede ser útil ejecutar cada prueba hasta 20,000 pasadas para recolectar datos adicionales sobre la susceptibilidad a la humedad”.

- Oklahoma indica que el punto de inflexión puede calcularse y reportarse opcionalmente para información.
- Entre las especificaciones estatales, California, Colorado, Texas, Luisiana, Iowa, Montana, Wisconsin e Illinois enumeran claramente el requisito de la cantidad mínima de pasadas a una profundidad de rodera específica o la profundidad máxima de rodera para un número específico de pasadas.
- Otras especificaciones de estados solo mencionan que los criterios se seleccionarán basándose en el grado PG o con base en las especificaciones, pero no enumeran una profundidad de rodera específica (Mohammad L. *et al*., 2015).

En la Tabla 3.1 se presentan las especificaciones de los departamentos de transporte en Estados Unidos que utilizan la prueba como criterio de aceptación o rechazo de mezclas asfálticas.

Tabla 3.1 Distintas especificaciones para ensayo RCH

Departamento de Transporte	Temperatura de prueba (°C)	Grado de desempeño (PG)	Especificación	
			Núm. de pasadas	Deformación permanente (mm)
Texas	50	64 o menor	10 000	12.7
		70	15 000	
		76 o mayor	20 000	
Colorado	45	58	20 000 10 000	10.0 4.0[c]
	50	64		
	55	70		
	60	76		
California	45	58	10 000	12.7
	50	64	15 000	
	55	70	20 000	
		76 o >	25 000	
Montana	44	58	10 000[a] 15 000[b]	12.7
	50	64		
	56	70		
Luisiana	50	58	12 000	12.7
		64	20 000	
		70 (OGFC)	7 500	
Illinois	50	58 o <	5 000	12.7
		64	7 500	
		70	15 000	
		76 o >	20 000	
Utah	46	58	20 000	20.0
	50	64		
	54	70		
Massachussetts	45	Todos		
Iowa			Relación pendiente3/pendiente2	≥ 2.0
Wisconsin			Relación pendiente3/pendiente2	≥ 2.0

a. Mezcla producida en planta
b. Mezcla de diseño
c. Profundidad de rodera > 4 mm antes de 10 000 pasadas se considera como falla

Fuente: Reporte 219, NCHRP

3.2 METODOLOGÍA

Para fines del presente análisis, se utilizó el agregado de origen basáltico de referencia en el Capítulo 1 con características de calidad indicadas en la Tabla 1.14 y Tabla 1.15, dos granulometrías —una con tamaño nominal de 12.5 mm (½") (Figura 3.1) y otra de 19.0 mm (¾") (Figura 3.2)— y tres ligantes asfálticos (PG64-16, PG76-22 y PG76-16).

El ligante asfáltico PG64-16 es el mismo utilizado en los Capítulos 1 y 2, para mantener la referencia de las evaluaciones; este corresponde a un asfalto virgen de refinería en México sin modificadores incorporados. El ligante asfáltico PG76-22 es un asfalto modificado con SBS por un proveedor reconocido y de los más utilizados en el país. Por último, el ligante asfáltico PG76-16 es un asfalto modificado con ELVALOY al 0.75% y ácido polifosfórico (PPA) al 0.1%. Cada uno de estos asfaltos se denominará A1, A2 y A3, respectivamente, para efectos del análisis de resultados. La evaluación por Grado PG del asfalto PG64-16 (A1) se indica en la Tabla 1.11, del PG76-22 (A2) se indica en la Tabla 3.2 y del PG76-16 (A3) se indica en la Tabla 3.3.

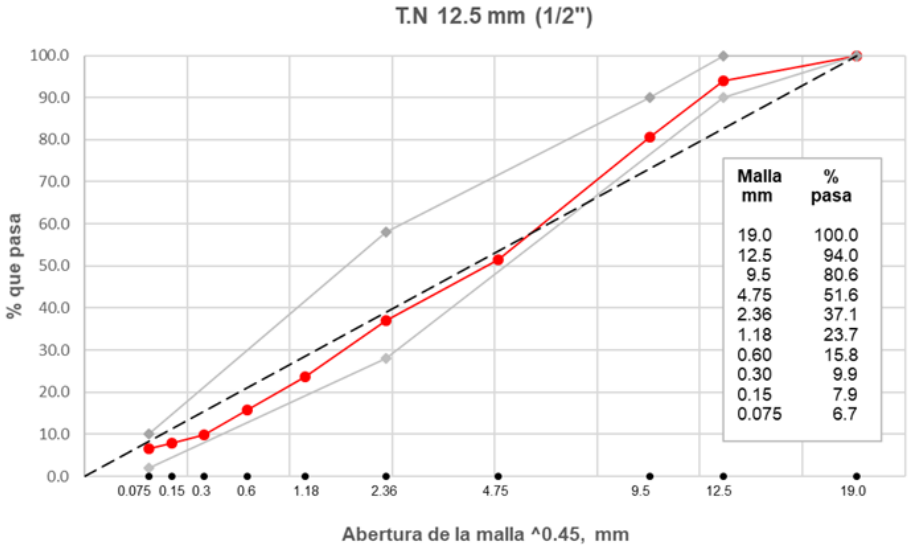


Figura 3.1 Granulometría TN 12.5 mm (1/2")

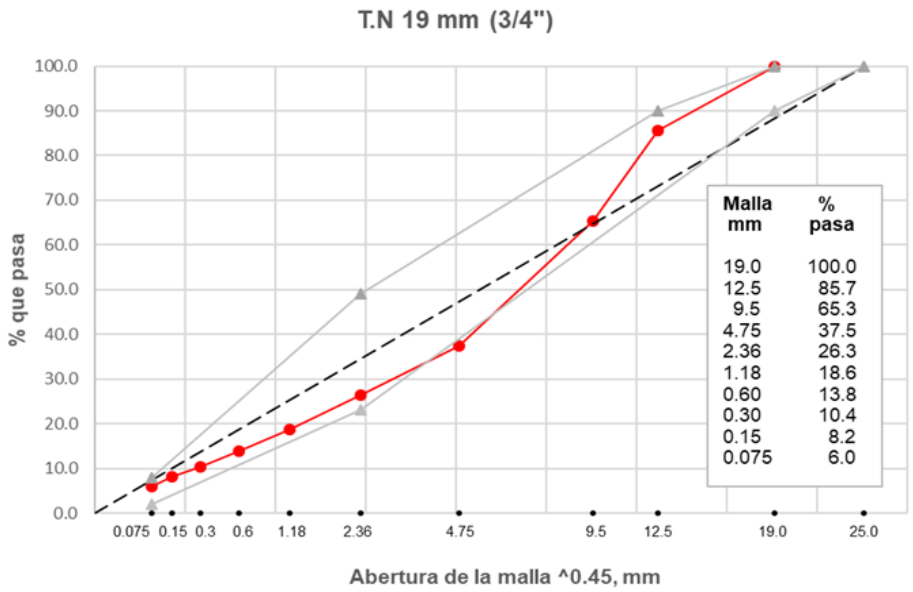


Figura 3.2 Granulometría TN 19.0 mm (3/4")

Tabla 3.2 Características de calidad del material asfáltico PG76-22 (A2)

Ensayo	Norma	Temperatura de prueba	Parámetro	Resultado	Especificación
Condición original					
Recuperación elástica por torsión	M-MMP-4-05-024-02	25 °C	R_e	53%	N/A
Densidad relativa	ASTM D70-09	25 °C	G_b	1.035	N/A
Viscosidad rotacional	ASTM D4402-15	135 °C	η	0.927 Pa·s	≤ 3 Pa·s
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	76 °C	G*/senδ	1.505 kPa	≥ 1 kPa
Envejecimiento en Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO), ASTM D2878-12					
Cambio de masa	ASTM D2872-12	163 °C	CM	-0.226 %	≤ 1.0%
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	76 °C	G*/senδ	3.545	≥ 2.2 kPa
Envejecimiento en Vasija de Presión y Temperatura (PAV), ASTM D6521-13					
Envejecimiento PAV	ASTM D6521-13	100 °C	N/A		
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	31 °C	G*(senδ)	1001	≤ 5,000 kPa
Reómetro de Viga a Flexión (BBR)	ASTM D6648-08	-12 °C	S	151 MPa	≤ 300 MPa
			m	0.341	≥ 0.300

Tabla 3.3 Características de calidad del material asfáltico PG76-16 (A3)

Ensayo	Norma	Temperatura de prueba	Parámetro	Resultado	Especificación
Condición original					
Recuperación elástica por torsión	M-MMP-4-05-024-02	25 °C	R_e	37%	N/A
Densidad relativa	ASTM D70-09	25 °C	G_b	1.029	N/A
Viscosidad rotacional	ASTM D4402-15	135 °C	η	0.875 Pa·s	≤ 3 Pa·s
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	76 °C	G*/senδ	1.450 kPa	≥ 1 kPa
Envejecimiento en Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO), ASTM D2878-12					
Cambio de masa	ASTM D2872-12	163 °C	CM	-0.312 %	≤ 1.0%
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	76 °C	G*/senδ	3.139	≥ 2.2 kPa
Envejecimiento en Vasija de Presión y Temperatura (PAV), ASTM D6521-13					
Envejecimiento PAV	ASTM D6521-13	100 °C	N/A		
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	ASTM D7175-15	34 °C	G*(senδ)	1262	≤ 5,000 kPa
Reómetro de Viga a Flexión (BBR)	ASTM D6648-08	-6 °C	S	74.8 MPa	≤ 300 MPa
			m	0.325	≥ 0.300

Se compactaron especímenes cilíndricos con 150mm de diámetro y 60mm de altura con 7 ± 1 % de vacíos de aire para evaluar en el equipo de Rueda Cargada de Hamburgo (RCH) para cada mezcla. De cada mezcla se fabricaron 12 especímenes de prueba dado que cada una de ellas se evaluaría a tres distintas temperaturas: 50 °C, 55 °C y 60 °C. En resumen, se evaluarán 6 mezclas distintas a 3 temperaturas diferentes, dando un total de 24 ensayos con 72 especímenes compactados. Los parámetros volumétricos de diseño de las mezclas evaluadas se indican en la Tabla 3.4; el contenido de asfalto se mantiene para los tres tipos de ligante asfáltico utilizado, pues se corroboró que la densidad relativa de los mismos no influyó en la determinación del contenido óptimo. Los ensayos se ejecutaron hasta 30,000 pasadas de la rueda de carga, con la finalidad de observar si se presentaba el desgranamiento de la mezcla y obtener más información sobre el comportamiento de esta.

Tabla 3.4 Diseño volumétrico de las mezclas

Parámetro	**TN = 12.5 mm (1/2")**			**TN = 19.0 mm (3/4")**		
Tipo de asfalto	PG64-16	PG76-22	PG76-16	PG64-16	PG76-22	PG76-16
P_b (%)	5.5			5.4		
G_{sb}	2.674			2.691		
G_{se}	2.794			2.774		
V_a (%)	4.0			4.3		
VMA (%)	13.35			14.52		
VFA (%)	70.03			70.11		
P_{ba} (%)	1.66			1.1		
P_{be} (%)	3.93			4.4		
DP (%)	1.7			1.12		
G_{mm}	2.554			2.542		
G_{mb} @ N_{dis}	2.447			2.432		

3.3 INFLUENCIA DE LA APLICACIÓN DE LOS CICLOS DE CARGA

El primer análisis se realizó en las condiciones establecidas para el ensayo en México, siendo 20,000 pasadas de carga y 50 °C de temperatura, Figura 3.3. Este primer análisis deja ver que, si se cuenta con un material pétreo de buena calidad y una estructura granulométrica adecuada (diseño eficiente en la granulometría), el ensayo no logra discriminar la influencia de la granulometría del agregado ni el tipo de asfalto utilizado. La profundidad de rodera registrada para todas las variaciones realizadas a 50 °C se mantiene en un rango de 4 ± 2 mm, indicando que prácticamente todas las mezclas se comportarían similar a la deformación permanente, a excepción de la mezcla A1.TN.12.5 que presenta una tasa de deformación distinta a las demás. Todas las mezclas cumplen con la especificación mexicana.

La Figura 3.4 presenta el comportamiento a la deformación permanente de la mezcla hasta 30,000 pasadas. En esta se puede observar que a un número mayor de aplicación de repeticiones de carga existe un efecto significativo en el comportamiento de la mezcla A1.TN.12.5, lo que significaría que esta mezcla no tendría un desempeño adecuado a deformación permanente para condiciones de tránsito extremas. Este comportamiento se

alcanzaba a detectar ligeramente con el ensayo a 20,000 pasadas, sin embargo, utilizando los criterios en México para aceptación o rechazo, sería una mezcla aceptable.

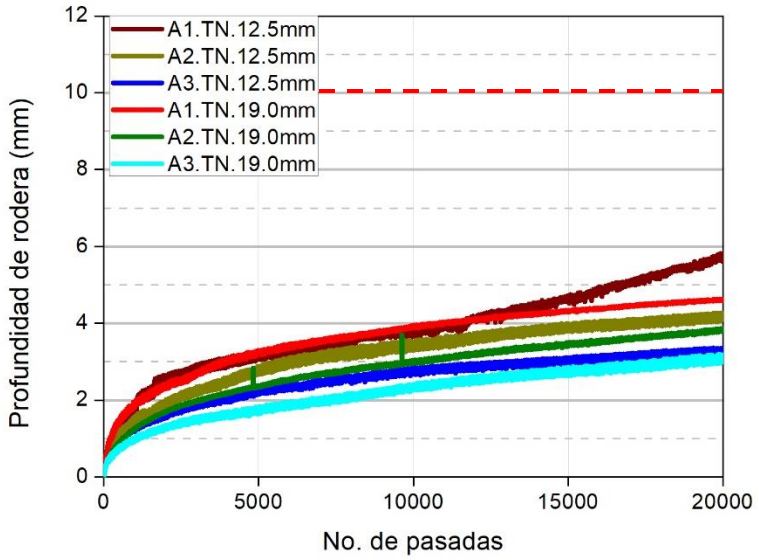


Figura 3.3 Evolución de la deformación a 50°C y 20,000 pasadas

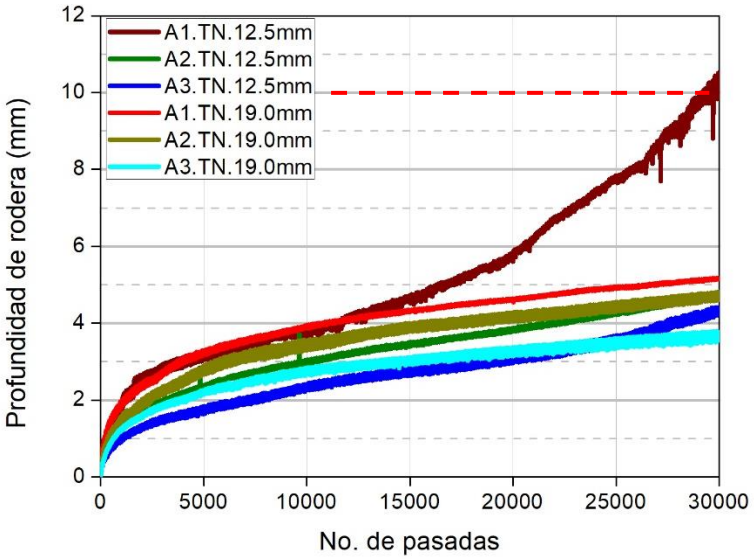


Figura 3.4. Evolución de la deformación a 50°C y 30,000 pasadas

Por otro lado, se puede observar que la tendencia en comportamiento de las demás mezclas se mantiene igual a 20,000 y 30,000 pasadas, a excepción de la mezcla A3.TN.12.5,

en la cual se puede observar un ligero cambio en la pendiente de la curva de evolución de la deformación alrededor de las 23,000 pasadas; lo que pudiera ser el inicio de la falla de esta.

Por lo anterior, las dos mezclas que indicaron presentar una mayor susceptibilidad a la falla por deformación en el análisis general a 30,000 pasadas son las mezclas con granulometría de 1/2" y asfalto PG64-16 (A1) y PG76-16 (A3).

3.4 INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA Y LA GRANULOMETRÍA

Como se mencionó anteriormente, para evaluar el efecto de la temperatura, se realizaron ensayos a 50, 55 y 60°C para cada tipo de mezcla. La influencia de la temperatura se presenta en la Figura 3.5, Figura 3.6 y Figura 3.7, donde en cada una de ellas se evalúa cada mezcla por tipo de asfalto comparando el TN 12.5 y el TN 19.0 en cada gráfico. En estas figuras se ve claramente el efecto de la temperatura para cada tamaño nominal, presentándose un incremento en la pendiente de la curva de evolución de la deformación permanente con el aumento de la temperatura; sin embargo, este es más notorio para la granulometría con tamaño nominal de 12.5 mm (más fina).

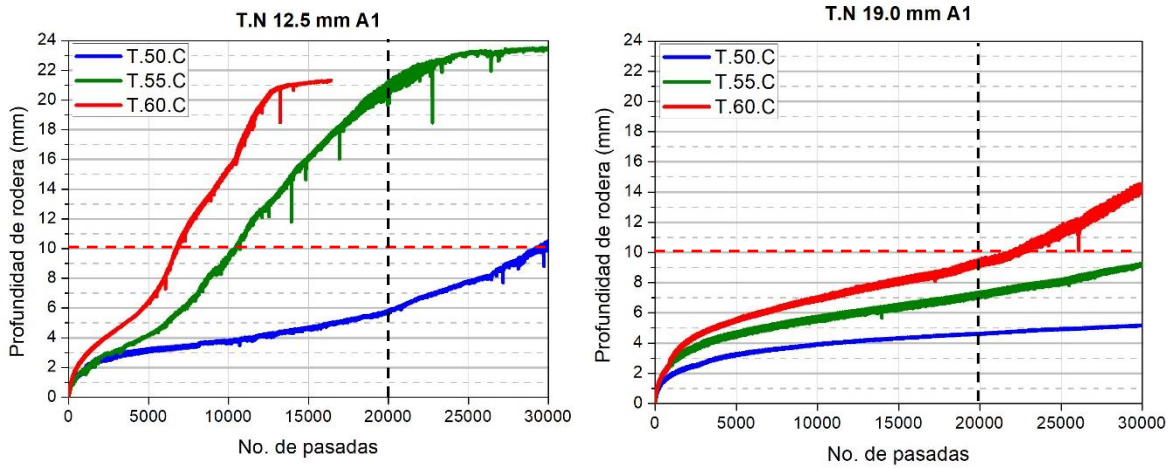


Figura 3.5 Evolución de la deformación, A1, efecto de la temperatura

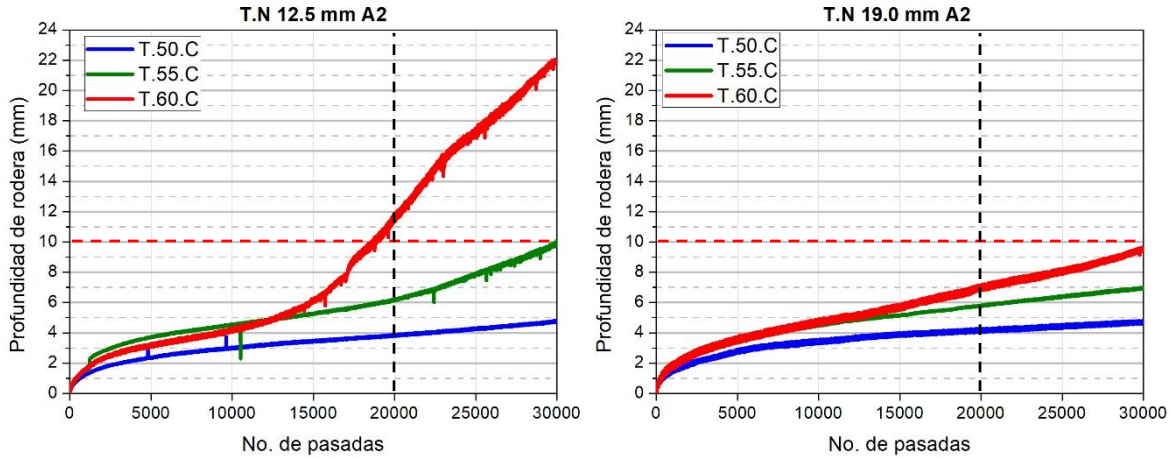


Figura 3.6 Evolución de la deformación, A2, efecto de la temperatura

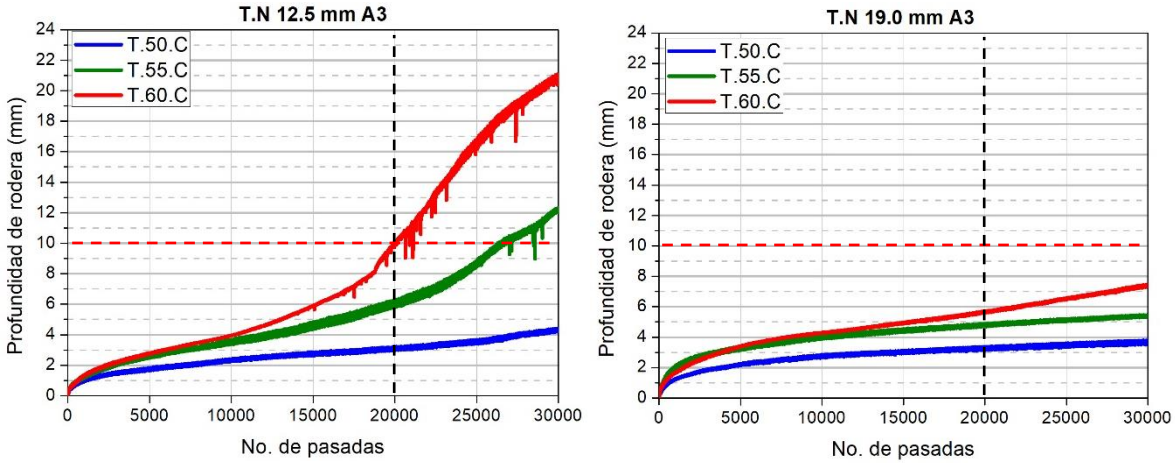


Figura 3.7 Evolución de la deformación, A3, efecto de la temperatura

Como complemento para el análisis de resultados, en la Tabla 3.5 se indican los resultados de la profundidad de rodera registrada para cada una de las mezclas a distintas temperaturas y aplicaciones de los ciclos de carga.

Tabla 3.5 Resultados de deformación máxima (profundidad de rodera)

Mezcla	Temperatura	Rodera @ 20,000 pasadas (mm)	Rodera @ 30,000 pasadas (mm)
TN12.5, A1	50 °C	5.8	10.3
	55 °C	20.7	23.5
	60 °C	21.3*	-
TN12.5, A2	50 °C	3.8	4.8
	55 °C	6.2	10.1
	60 °C	11.4	21.9
TN12.5, A3	50 °C	3.2	4.3
	55 °C	6.1	12.3
	60 °C	10	21
TN19.0, A1	50 °C	4.6	5.2
	55 °C	7.3	9.2
	60 °C	9.1	14.3
TN19.0, A2	50 °C	4.1	4.7
	55 °C	5.8	7
	60 °C	7.1	9.6
TN19.0, A3	50 °C	3.1	3.7
	55 °C	4.9	5.3
	60 °C	5.7	7.4

* Valor de rodera a 16,406 pasadas: deformación máxima resistida

De acuerdo con los resultados, se observan los siguientes comportamientos:

- En todas las mezclas, la influencia de la temperatura resultó en mayor medida en la granulometría de 12.5mm (fina), observándose puntos de inflexión para 55 y 60 °C.
- La influencia de la temperatura es mucho mayor en la granulometría de 12.5 mm con asfalto A1 (Figura 3.5), registrándose diferencias de rodera final de hasta 14.9 mm con el incremento de 5 °C (50 – 55 °C). Los resultados a 60 °C solo pudieron ser registrados hasta 16,406 pasadas debido a que la mezcla se deformó en exceso. El comportamiento de esta mezcla es normal, pues al tener un asfalto sin modificador incorporado, su resistencia a las temperaturas altas es mucho menor.
- La mezcla "TN19.0, A1" también presentó incrementos en la deformación, pero en menor medida que con la granulometría de 12.5mm; lo que indica que la estructura granulométrica más gruesa se comporta mejor a deformación con este ensayo. La

mezcla cumpliría con la especificación (deformación < 10mm @ 20,000 pasadas) para las 3 temperaturas; en este caso, la temperatura no influyó de tal manera que incumpliera la especificación mexicana.

- Las mezclas con el asfalto A2 (Figura 3.6) y con el asfalto A3 (Figura 3.7) que son asfaltos modificados, muestran un menor impacto de la temperatura para la granulometría de 19.0 mm, ya que en estas no se observan puntos de inflexión y todas mantienen un comportamiento estable hasta 30,000 ciclos de aplicación de la carga.

3.5 INFLUENCIA DEL ASFALTO Y LA GRANULOMETRÍA

La influencia del tipo de ligante asfáltico y la granulometría se presentan en la Figura 3.8, Figura 3.9 y Figura 3.10, donde en cada una de ellas se evalúa cada mezcla por temperatura de ensayo comparando el TN 12.5 y el TN 19.0 en cada gráfico. En estas figuras se observa claramente el efecto de cada tipo de asfalto para cada tamaño nominal, presentándose un incremento en la pendiente de la curva de evolución de la deformación permanente con el empleo del asfalto sin modificar; sin embargo, este es más notorio para la granulometría con tamaño nominal de 12.5 mm (más fina).

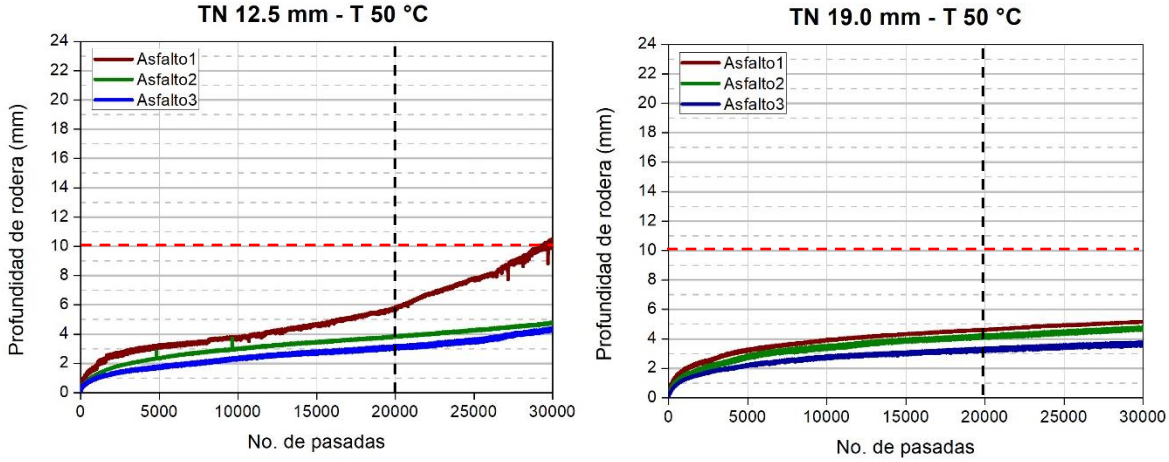


Figura 3.8 Evolución de la deformación, 50 °C, influencia del asfalto

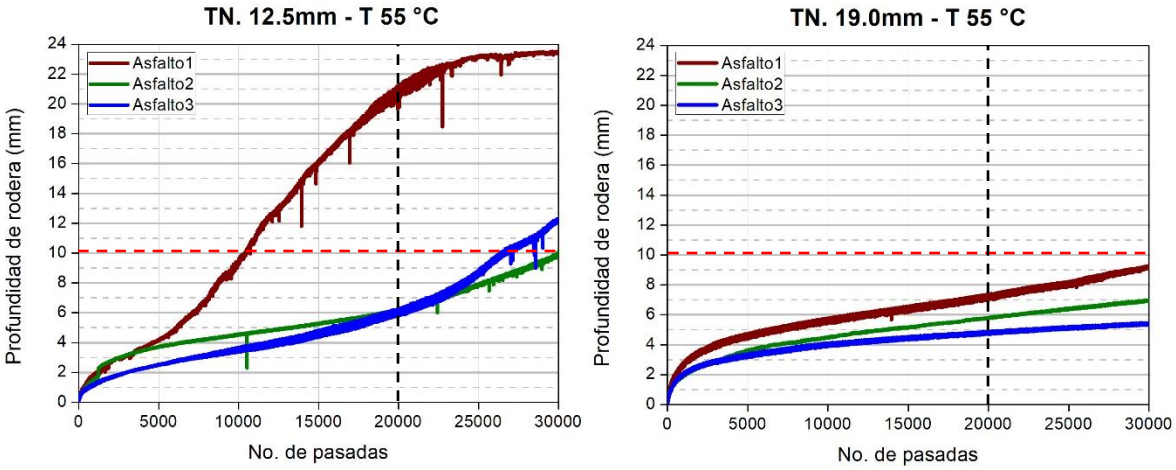


Figura 3.9 Evolución de la deformación, 55 °C, influencia del asfalto

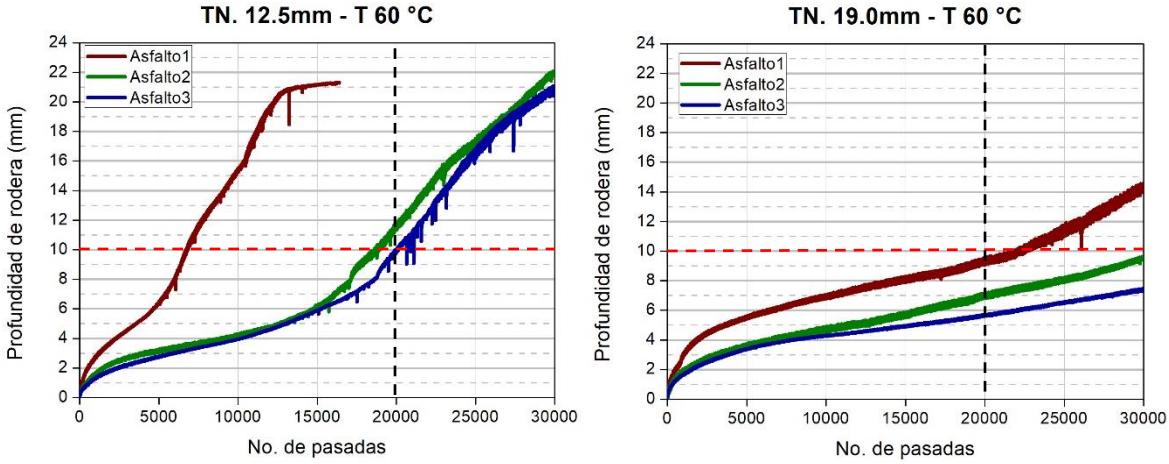


Figura 3.10 Evolución de la deformación, 60 °C, influencia del asfalto

De acuerdo con los resultados, el asfalto que presenta el mejor desempeño de los 3 es el PG76-16 (A3), modificado con Elvaloy, ya que en todos los ensayos obtuvo menores niveles de rodera final; sin embargo, el asfalto PG76-22 (A2) se mantuvo cercano siempre a este, mostrando la misma forma de las curvas. La influencia del tipo de asfalto se vuelve más notoria con la granulometría fina, siendo que la granulometría gruesa "absorbe" cierta parte de la deformación, por el tamaño de las partículas y el confinamiento de los moldes.

3.7 CONCLUSIONES

En este estudio se evaluaron mezclas con 3 diferentes asfaltos PG64-16, PG76-22 y PG76-16, cada uno de ellos en granulometrías de TN 12.5 y 19.0 mm con agregado pétreo del mismo origen, y a diferentes temperaturas de prueba (50, 55 y 60 °C) y repeticiones de carga de 20,000 y 30,000 pasadas en la Rueda Cargada de Hamburgo. Los resultados obtenidos presentan los siguientes comportamientos:

- El ensayo de RCH presenta menores niveles de deformación para mezclas con granulometría de mayor tamaño nominal. Lo anterior se puede deber al mismo confinamiento que le brindan los moldes, por lo que el agregado de mayor tamaño se desplaza en menor medida y resiste mejor la carga del paso de la rueda cargada.
- Si se cuenta con un material pétreo de buena calidad y una estructura granulométrica adecuada, el ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo, no logra discriminar la influencia del Tamaño Nominal del agregado ni el tipo de ligante asfáltico utilizado, si se realiza con base a las especificaciones mexicanas vigentes (T=50 °C, 20 000 pasadas).
- Se observa que el aumento del TN en la estructura granulométrica aumenta el desempeño de esta a deformación permanente.
- En la mezcla con TN de 12.5 mm, la cual tiene una menor resistencia, se observó que aun y cuando se utilice un asfalto modificado la mezcla asfáltica presentará deformaciones permanentes en condiciones de solicitaciones extremas (Temperatura-Tránsito).
- Las mezclas con TN de 19.0 mm presentan una estructura granular más resistente lo cual permite observar el efecto del tipo de ligantes asfáltico en el comportamiento a deformación permanente. Para el caso de las mezclas con TN de 12.5 mm, la deformación permanente es influenciada más por la estructura granular que por el ligante asfáltico y no se observa el aporte de estos materiales.

- Se observó que el polímero mejora la resistencia de la mezcla a mayores temperaturas y que una estructura granulométrica adecuada proporciona la resistencia a las solicitaciones del tránsito independientemente del tipo de asfalto utilizado.

3.8 BIBLIOGRAFÍA

Aschenbrener, T. (1995). *Evaluation of Hamburg Wheel Tracking Device to Predict Moisture Damage in Hot Mix Asphalt*. Transportation Research Record 1492: Hot Mix Asphalt Design, Testing, Evaluation and Performance. pp. 193-201.

Aschenbrener, T., Currier G. (1993). *Influence of testing variables on the results from the Hamburg Wheel Tracking Device*. Report No. CDOT-DTD-R-93-22. Colorado Department of Transportation.

Ayala, Y., Delgado, H., Guzmán, D. & Salazar, A. (2018). *Manual de ensayos para laboratorio: Mezclas asfálticas en caliente (MAC), parte I*. Publicación técnica núm. 516. San fandila, Qro. pp 41-48.

Mohammad, N., Elseifi, A., Raghavendra, A. & Ye, M. (2015). *Hamburg Wheel-Track Test Equipment Requirements and Improvements to AASHTO T 324: Report 219*. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), pp. 27-29.

Rahman, F., & Mustaque, H. (2014). *Review and Analysis of Hamburg Wheel Tracking Device Test Data: Report No. KS 14-1, Final Report.* Kansas State University Transportation Center.

Romero, P., Vanfrank, K. & Nielson, J. (2008). *Analysis of the Hamburg wheel-tracking device to predict behavior of asphalt mixtures at different test temperatures*. Report No. UT-08.29. Utah Department of Transportation.

Texas Department of Transportation (Tx DOT) (2006). *Hamburg Wheel Test.* Technical Advisory.

Walubita L., Faruk A., Zhang J., Hu X. & Lee S. (2016). *The Hamburg rutting test – Effects of HMA sample sitting time and test temperature variation*. Journal Construction and Building Materials, vol. 108, pp. 22-28.

Capítulo 4 : Modelación del comportamiento mecánico de la mezcla

Una vez determinados los alcances del ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo y de Compresión Axial Cíclica, el Capítulo 4 tiene por objetivo la evaluación de un modelo de predicción del comportamiento a la deformación permanente, utilizando parámetros del ensayo mecánico de Compresión Axial. Este modelo se basa en tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) como parámetro para describir el comportamiento de la mezcla, siendo este característico de la Fase 2 (Figura 2.5) en la curva de evolución de la deformación, donde la deformación se incrementa a una tasa constante. Se eligió el modelo ESSO en base a su eficiencia para predecir la tasa de deformación, a diferencia del modelo VESYS, de acuerdo con la publicación realizada por Meunier *et al.* (2013), además de brindar información concreta sobre cada una de las variables de ensayo registrada como cada constante.

4.1 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

4.1.1 Modelos de predicción de la deformación permanente

A lo largo de las últimas décadas, se han ido desarrollado una gran variedad de modelos para predecir la evolución de la deformación permanente, los cuales se pueden clasificar de manera general en: (1) modelos de predicción en función del número de ciclos de aplicación de la carga, (2) modelos de predicción en función de esfuerzos, y (3) modelos de predicción en función del número de ciclos de aplicación de la carga y esfuerzos. En la Tabla 4.1 se indican los modelos comúnmente utilizados para predecir el comportamiento de la deformación en la mezcla asfáltica.

Tabla 4.1 Modelos de predicción

Tipo	Descripción	Modelo	Referencia
Modelos de predicción en función del número de ciclos de aplicación de la carga	Barksdale	$\varepsilon_p = a_1 + b_1 \log N$ $\dot{\varepsilon} = \frac{b_1}{N} (N > 1)$	Barksdale 1972
	Ley de potencia	$\varepsilon_p = a * N^b$	Monismith *et al.* 1975
	Estado de Ohio	$\varepsilon_p = a * N^{1-m}$	Majidzadeh *et al.* 1980
	McLean & Monismith	$\log \varepsilon_p = C_0 + C_1(\log N) + C_2(\log N)^2 + C_3(\log N)^3$	Monismith *et al.* 1975
	Hornych	$\dot{\varepsilon} = A\left[1 - \left(\frac{N}{100}\right)^{-B}\right] + \varepsilon_p^1(100)$	Hornych *et al.* 1993
	Sweere	$\log(\dot{\varepsilon}) = a + b \log(N)$	Sweere 1990
	Superpave	$\log \varepsilon_p = \log \varepsilon_p\,(N = 1) + S * \log N$	Lytton *et al.* 1993
Modelos de predicción en función de esfuerzos	Shenton	$\varepsilon_p = K * \left(\frac{q_{max}}{\sigma_3}\right)^a$	Shenton 1974
	Lekarp	$\frac{\varepsilon_p(N_{ref})}{(L/p_0)} = a * \left(\frac{q}{p}\right)^b_{MAX}$	Lekarp y Dawson 1997
Modelos de predicción en función del número de ciclos de aplicación de la carga y esfuerzos	VESYS	$\dot{\varepsilon} = \mu * \varepsilon_r N^{-\alpha}$	Kenis 1977
	AASHTO 2002	$\log \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \log C + 0.4262 * \log N$	Witczak 2001
	Tseng y Lytton	$\varepsilon_p = \varepsilon_0 e^{-(\rho/N)^\beta}$ $\dot{\varepsilon} = \varepsilon_0 \beta \rho^\beta \frac{\sqrt[N^\beta]{A}}{N^{(\beta+1)}}$	Tseng y Lytton 1989
	Modelo de tres etapas	$\varepsilon_p = a_T * N^{b_T}$ $\varepsilon_p = \varepsilon_{PS} + c_T(N - N_{PS})$ $\varepsilon_p = \varepsilon_{ST} + d_T(e^{f_T(N-N_{ST})} - 1)$	Zhou et al. 2004
	ESSO	$\log \dot{\varepsilon} = A + B \log \sigma_V + C\sigma_H + D(T_i - T_0)$ $+ F \log\left(\frac{fr_j^{T_i}}{fr_0^{T_0}}\right)$	Aussedat 1977

Fuente: Meunier (2012)

4.1.2 Modelo ESSO

El modelo ESSO —desarrollado por Aussedat (1977)— expresa la relación entre la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) bajo compresión cíclica y cuatro variables independientes: esfuerzo vertical (σ_V), esfuerzo horizontal o de confinamiento (σ_H), temperatura (T) y frecuencia (f_r). Este modelo, indicado en la Ecuación 4.1, contempla cinco constantes independientes (A, B, C, D y F), las cuales son relacionadas al comportamiento de una mezcla asfáltica en específico, de acuerdo a un dominio de referencia que relaciona una temperatura T_0, una

frecuencia $fr_0^{T_0}$, y una presión de confinamiento σ_{h_0}. Aussedat fue el primero en proponer T_0=30 °C, $fr_0^{T_0}$=10 Hz y σ_{H_0}=0 Pa*10^5 como dominio de referencia para definir las constantes del modelo ESSO.

$$\log \dot{\varepsilon} = A + B \log \sigma_V + C\sigma_H + D(T_i - T_0) + F \log\left(\frac{fr_j^{T_i}}{fr_0^{T_0}}\right) \qquad \textit{Ecuación 4.1}$$

En la Tabla 4.2 se indica la secuencia de 17 ensayos propuestos por Aussedat para la determinación de las constantes del modelo ESSO, rigiendo en la mayoría ellos los parámetros del dominio de referencia, y haciendo variaciones en dichos parámetros para detectar la influencia de cada uno en la deformación permanente de la mezcla asfáltica: T = 30, 40 y 50 °C, σ_V = 2, 4 y 6 Pa*10^5, σ_H = 0, 1 y 2 Pa*10^5, f_r = 10, 5 y 1 Hz.

Tabla 4.2 Ensayos para modelo ESSO

No. Ensayo	T_i (°C)	σ_V (Pa*10^5)	σ_H (Pa*10^5)	fr (Hz)
1	30	2	0	10
2	30	4	0	10
3	30	6	0	10
4	30	6	1	10
5	30	6	2	10
6	40	2	0	10
7	40	4	0	10
8	40	6	0	10
9	50	2	0	10
10	50	4	0	10
11	50	6	0	10
12	30	2	0	5
13	30	4	0	5
14	30	6	0	5
15	30	2	0	1
16	30	4	0	1
17	30	6	0	1

De cada ensayo se determina el valor de la tasa de deformación $\dot{\varepsilon}$, siendo esta la variación de la deformación permanente respecto al tiempo en la Fase 2 de la curva de evolución de la deformación.

Las constantes A y B evalúan la *relación base* entre la deformación y el esfuerzo vertical, por lo tanto, se determinan a partir de la relación lineal de la tasa de deformación

($\dot{\varepsilon}$) con la magnitud del esfuerzo vertical (σ_V) en el dominio logarítmico. Como se observa en la primera parte del modelo ($\log \dot{\varepsilon} = A + B \log \sigma_V$), las constantes A y B determinarán la posición inicial (pendiente e inicio) del comportamiento a la deformación de la mezcla; y posteriormente, las constantes C, D y F, únicamente la trasladarán verticalmente en el eje cartesiano.

En todos los casos, el modelo ESSO asume que la constante B es invariable en el dominio de referencia fijado por el usuario. Sin embargo, la magnitud de la constante A es fuertemente dependiente del dominio de referencia.

La constante C evalúa el efecto del esfuerzo horizontal (confinamiento), y se determina mediante la pendiente de la relación lineal, en el dominio semi-logarítmico, entre la ordenada al origen ($a_{\sigma H}$) de la relación de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) con la magnitud del esfuerzo vertical (σ_V) a distintas presiones de confinamiento (σ_H), y la diferencia entre la presión de confinamiento de prueba y la condición de confinamiento del dominio $\left(\Delta\sigma_H = \sigma_{H_i} - \sigma_{H_0}\right)$. Para la determinación de las ordenadas se asume que la pendiente de la relación esfuerzo-deformación se mantiene constante.

Similarmente, la constante D evalúa el efecto de la temperatura, y se determina mediante la pendiente de la relación lineal, en el dominio semi-logarítmico, entre la ordenada al origen (a_T) de la relación de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) con la magnitud del esfuerzo vertical (σ_V) a distintas temperaturas(T), y la diferencia entre la temperatura de ensayo y la temperatura del dominio ($\Delta T = T_i - T_0$).

Finalmente, la constante F evalúa el efecto de la frecuencia, y se determina mediante la pendiente de la relación lineal, en el dominio semi-logarítmico, entre la ordenada al origen (a_{fr}) de la relación de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) con la magnitud del esfuerzo vertical (σ_V) a distintas frecuencias (f_r), y la diferencia entre el logaritmo de la frecuencia de ensayo y el logaritmo de la frecuencia del dominio $\left(\Delta(\log fr) = \log fr_j^{T_i} - \log fr_0^{T_0}\right)$.

4.1.3 Modelo reducido

Meunier *et al.* (2013) propusieron una reducción al modelo ESSO (Ecuación 4.2) utilizando el Principio de Superposición Tiempo-Temperatura (TTSP, por sus siglas en inglés), logrando así definir el modelo ESSO con 4 constantes y realizando tan solo 6 ensayos (Tabla 4.3). La ecuación para determinar el parámetro $\log(a_T)$ se establece a partir de la obtención de la curva maestra de la mezcla asfáltica (Delgado et al. 2017) a una temperatura de referencia (T_{ref}).

$$\log \dot{\varepsilon} = A + B \log \sigma_V + C\sigma_H + D\left\{(T_i - T_0) + \frac{(T_i - T_{ref})}{\log(a_T)} \log\left(\frac{fr_j^{T_i}}{fr_0^{T_0}}\right)\right\} \qquad \textit{Ecuación 4.2}$$

Los autores proponen utilizar el dominio de referencia: T_0=50 °C, $fr_0^{T_0}$=1 Hz y σ_{h_0}=0 Pa*10^5, en base a los resultados observados mediante el empleo de distintos dominios, siendo este, el que mejor correlación presentó entre los datos experimentales y los resultados del modelo.

Las constantes A, B, C y D se obtienen de la misma manera que en el modelo ESSO de Aussedat, con la diferencia que las constantes A y B se determinan con tan solo 2 puntos, y se asume que la pendiente de la relación esfuerzo-deformación se mantiene constante también para la variación de la temperatura (constante D).

Tabla 4.3 Ensayos para modelo ESSO reducido

No. Ensayo	T_i (°C)	σ_V (Pa*10^5)	σ_H (Pa*10^5)	fr (Hz)
1	50	2	0	1
2	50	6	0	1
3	50	6	1	1
4	50	6	2	1
5	30	6	0	1
6	40	6	0	1

4.2 METODOLOGÍA

Para llevar a cabo la calibración del modelo se utilizó la mezcla asfáltica de referencia en el Capítulo 1, siendo esta una mezcla asfáltica con agregado de origen basáltico y

granulometría densa tamaño nominal ¾”. Los parámetros de diseño completos se pueden observar en la Sección 1.3.

Se realizaron inicialmente los ensayos de compresión axial cíclica indicados en la Tabla 4.2 para obtener el valor de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) como la pendiente de la Fase 2 en la curva de evolución de la deformación. La tasa de deformación se estableció en unidades de porcentaje [mm/mm * 100] sobre 1’000,000 de ciclos [Mc] y se ejecutaron ensayos con una duración de 200,000 ciclos para las frecuencias de 10 y 5 Hz (1 seg por ciclo), lo que equivale a una duración aproximada de 2.3 días; así como 100,000 ciclos para la frecuencia de 1 Hz (2 seg por ciclo), lo que equivale a la misma duración (2.3 días).

4.2 CALIBRACIÓN DEL MODELO

Los resultados de cada ensayo requerido para realizar la calibración del modelo se indican en la Tabla 4.4. De cada ensayo se calculó únicamente el valor de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$), como la pendiente de la Fase 2 (fase estable en donde la deformación permanente de la mezcla se incrementa de manera constante).

Tabla 4.4 Resultados para modelo ESSO

No. Ensayo	T_i (°C)	σ_V (Pa*10^5)	σ_H (Pa*10^5)	fr (Hz)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)
1	30	2	0	10	0.316
2	30	4	0	10	1.217
3	30	6	0	10	3.331
4	30	6	1	10	1.352
5	30	6	2	10	0.922
6	40	2	0	10	8.860
7	40	4	0	10	18.536
8	40	6	0	10	113.993
9	50	2	0	10	91.968
10	50	4	0	10	243.420
11	50	6	0	10	624.333
12	30	2	0	5	1.284
13	30	4	0	5	6.659
14	30	6	0	5	16.646
15	30	2	0	1	3.417
16	30	4	0	1	19.393
17	30	6	0	1	72.954

4.2.1 Modelo ESSO

La calibración del modelo se realizó partiendo de la recomendación de Aussedat para un dominio de referencia de T_0=30 °C, $fr_0^{T_0}$=10 Hz y σ_{H_0}=0 Pa*10^5.

Las constantes A y B evalúan la *relación base* del modelo, que es la relación entre la deformación y el esfuerzo vertical ($\log \dot{\varepsilon} = A + B \log \sigma_V$), por lo tanto, en forma concreta, la constante A se define como la ordenada al origen y la constante B como la pendiente de la curva (ensayos 1, 2 y 3 - Tabla 4.4). En la Figura 4.1 se observa la determinación de la constante A = log (0.0701) = -1.1543 y la constante B = 2.1235.

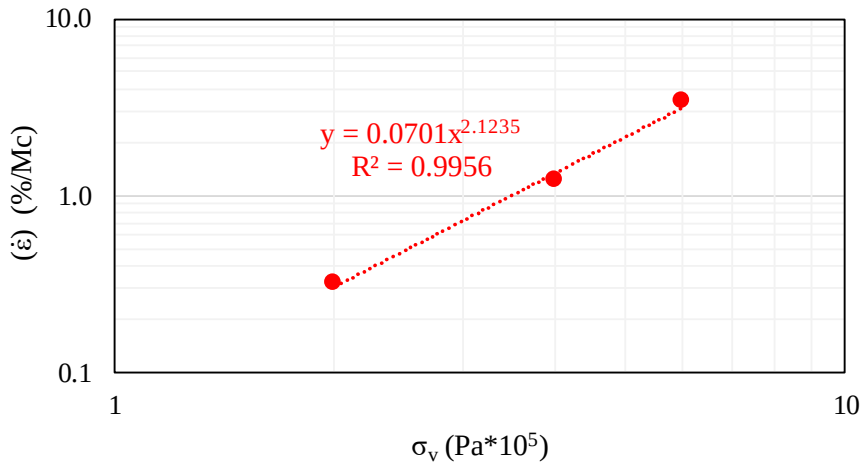


Figura 4.1 Constantes A y B

La constante C evalúa el efecto del confinamiento (esfuerzo horizontal). Para determinar esta constante, se parte de la *relación base* bajo el supuesto que, con el incremento en el esfuerzo de confinamiento, el valor de la pendiente se mantiene constante (Aussedat, 1977). Por lo anterior, se traslada la relación base hacia los valores experimentales de la tasa de deformación para σ_H = 1 Pa*10^5 y σ_H = 2 Pa*10^5, ambos a un σ_V = 6 Pa*10^5 como se observa en la Figura 4.2 (ensayos No. 1, 2, 3, 4 y 5 - Tabla 4.4). Las curvas se extrapolan para obtener el valor de la ordenada al origen ($a_{\sigma H}$) —indicados en la Tabla 4.5— para cada nivel de confinamiento como se observa en la Figura 4.3. Finalmente, se determina la

constante C como la pendiente de la relación $a_{\sigma H}$ con el $\Delta\sigma_H$ (Figura 4.4) en el dominio semi-logarítmico; C = log($e^{-0.614}$) = -0.2667.

Tabla 4.5 Variables, Constante C

σ_H (Pa*10^5)	$a_{\sigma H}$ (%/Mc)	$\Delta\sigma_H$ (Pa*10^5)
0	0.0701	0
1	0.0301	1
2	0.0205	2

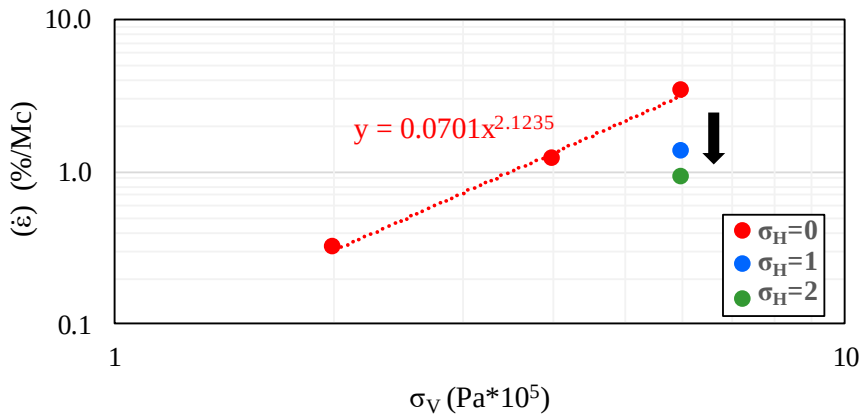


Figura 4.2 Variación del σ_H – Constante C

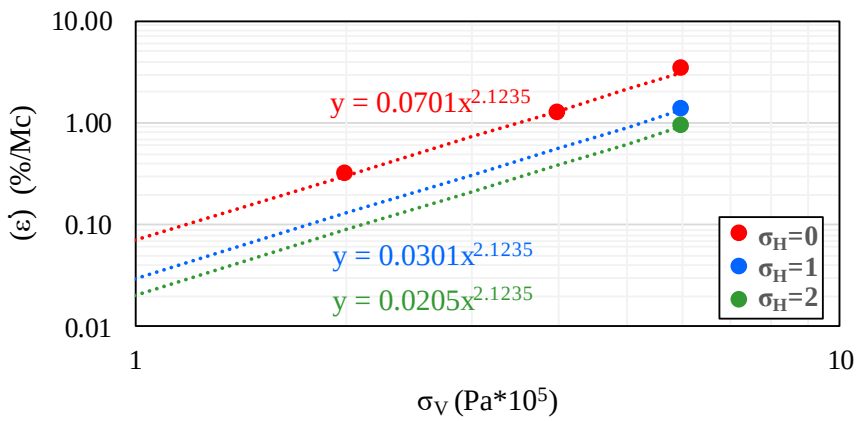


Figura 4.3 Extrapolación al origen – Constante C

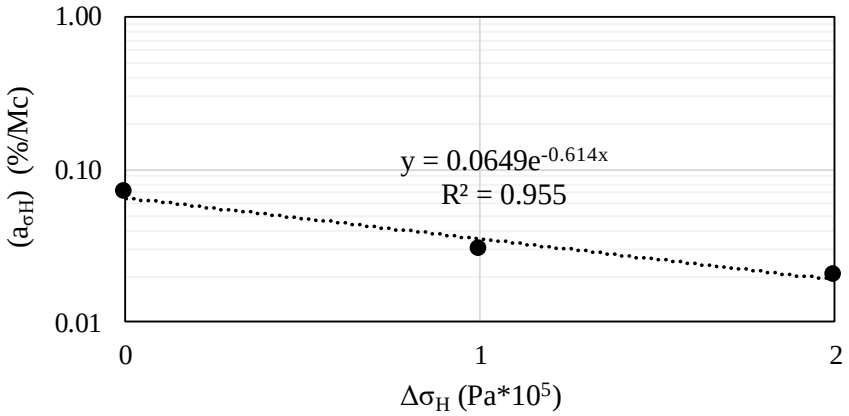


Figura 4.4 Determinación de la Constante C

Similarmente, la constante D evalúa el efecto de la temperatura, y se determina bajo el mismo principio que la constante anterior; sin embargo, en esta sí se cuentan con los valores experimentales para cada nivel de σ_V como se observa en la Figura 4.5 (ensayos No. 1, 2, 3, 6, 7, 8, 9, 10 y 11 - Tabla 4.4) . Se parte de la *relación lineal* en el dominio logarítmico de la tasa de deformación y el esfuerzo vertical para cada temperatura de ensayo (T = 30, 40 y 50 °C), con la finalidad de extrapolar las curvas y determinar la ordenada al origen (a_T) a cada condición de temperatura (Tabla 4.6). Finalmente, se determina la constante D como la pendiente de la relación a_T con el ΔT en el dominio semi-logarítmico; D = log($e^{0.297}$) = 0.1290 (Figura 4.6).

Tabla 4.6 Variables, Constante D

T (°C)	a_T (%/Mc)	ΔT (°C)
30	0.0701	0
40	1.5742	10
50	26.625	20

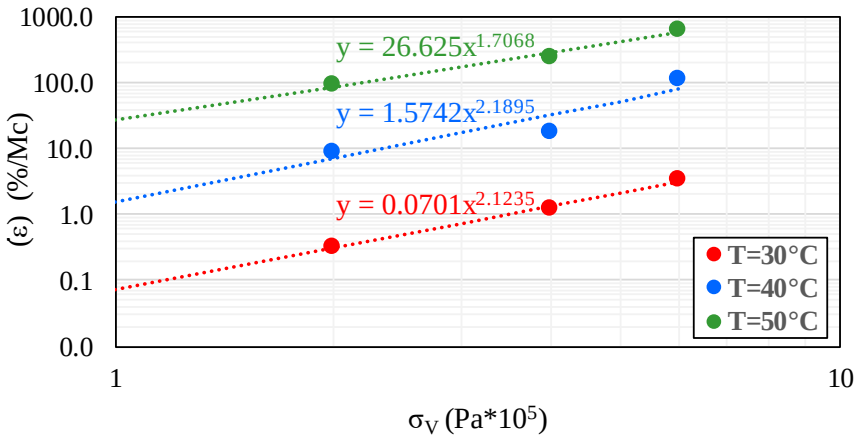


Figura 4.5 Extrapolación al origen – Constante D

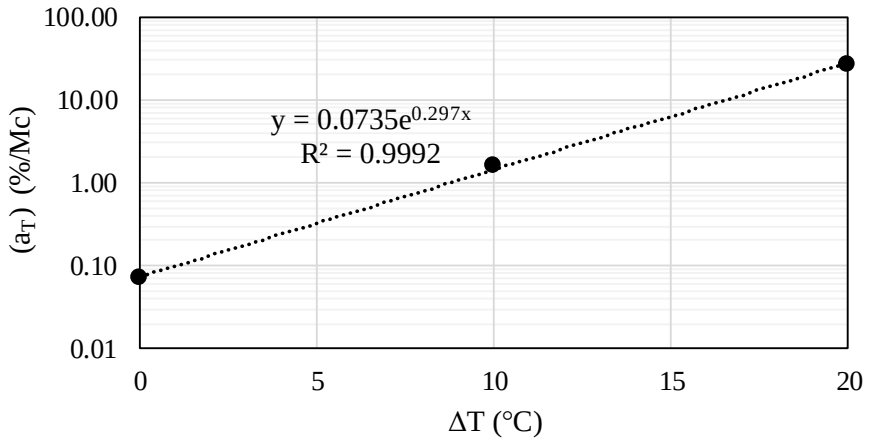


Figura 4.6 Determinación de la Constante D

Finalmente, la constante F evalúa el efecto de la frecuencia, y se determina partiendo de la *relación lineal*, en el dominio logarítmico, de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) y el esfuerzo vertical a distintas frecuencias (ensayos No. 1, 2, 3, 12, 13, 14, 15, 16 y 17 - Tabla 4.4) para extrapolar las curvas y determinar la ordenada al origen (a_{fr}) de cada condición de frecuencia (fr = 1, 5 y 10 Hz); ver Figura 4.7. Finalmente, se determina la constante F como la pendiente —en el dominio semi-logarítmico— de la relación a_{fr} con el valor de $\Delta(\log fr)$, indicados en la Tabla 4.7; F = $\log(e^{-1.869})$ = -0.8117 (Figura 4.8).

Tabla 4.7 Variables, Constante F

fr (Hz)	a_{fr} (%/Mc)	$\Delta(\log fr)$ (Hz)
10	0.0701	0.0
5	0.1589	-0.3
1	0.4825	-1.0

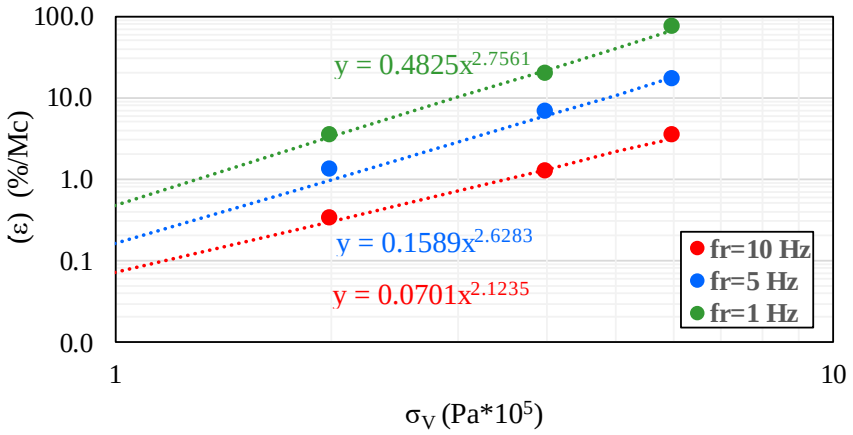


Figura 4.7 Extrapolación al origen – Constante F

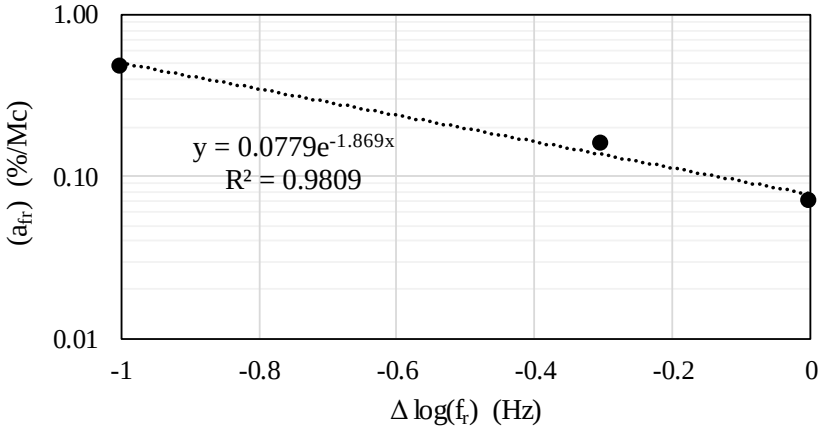


Figura 4.8 Determinación de la Constante F

De acuerdo con lo descrito anteriormente, se obtienen las 5 constantes del modelo ESSO como se indican en la Tabla 4.8. En el ejemplo indicado en la Figura 4.9, se puede observar cómo aplicando el modelo a distintos valores de las variables independientes (σ_V, σ_H, T, f_r), las constantes A y B marcarán el inicio de la posición de la curva y las constantes C, D, y F únicamente la trasladarán verticalmente; es decir, el incremento del confinamiento (C) disminuirá la deformación, trasladando la curva hacia abajo; mientras que el decremento de la frecuencia de carga (F) y el incremento en la temperatura (T) la aumentarán, trasladando la curva hacia arriba. La dirección en la que se trasladarán dependerá si la variable le generará menor o mayor deformación a la mezcla dependiendo del dominio de referencia elegido.

Tabla 4.8 Constantes modelo ESSO

Constante	Valor
A	-1.1543
B	2.1235
C	-0.2667
D	0.1290
F	-0.8117

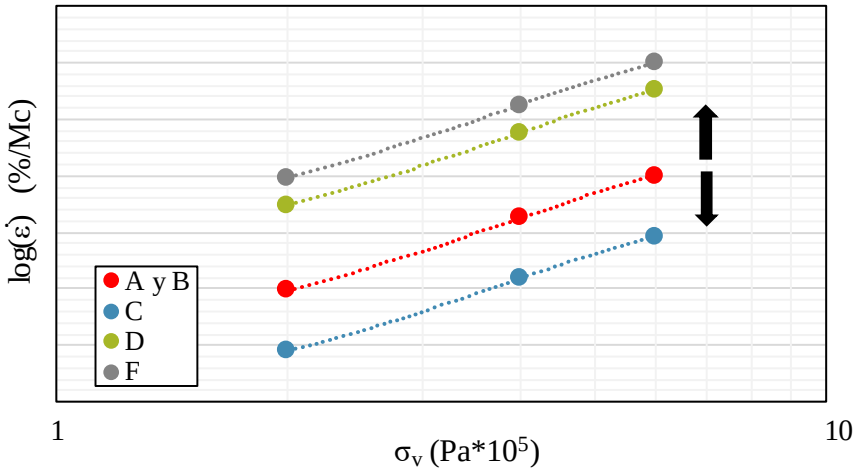


Figura 4.9 Influencia de las constantes

Una vez determinadas las constantes, se puede calcular el valor de $\log \dot{\varepsilon}$ para cualquier nivel de esfuerzo vertical, horizontal, temperatura o frecuencia, recordando el dominio de referencia con el cual fueron calculadas: T_0=30 °C, $fr_0^{T_0}$=10 Hz y σ_{H_0}=0 Pa * 10^5. La sustitución de las constantes en el modelo se muestra a continuación:

$$\log \dot{\varepsilon} = -1.1543 + 2.1235 \log \sigma_V - 0.2667\sigma_H + 0.1290(T_i - 30) - 0.8117 \log\left(\frac{fr_j^{T_i}}{10}\right)$$

4.2.2 Modelo ESSO reducido

Para realizar la calibración del modelo ESSO reducido se utilizó el dominio de referencia propuesto por Meunier: T_0=50 °C, $fr_0^{T_0}$=1 Hz y σ_{h_0}=0 Pa*10^5. Los resultados de cada ensayo para determinar las constantes se indican en la Tabla 4.9.

En la Figura 4.10 se observa la determinación de las constantes A = log (29.082) = 1.4636 y la constante B = 2.3973, por medio de dos puntos experimentales (ensayos 1 y 2, Tabla 4.3). Las constantes C y D se obtuvieron asumiendo nuevamente una pendiente

constante para la variación de la influencia de cada variable en el esfuerzo vertical y realizando la extrapolación al origen. En la Figura 4.11 y la Figura 4.12 se ilustra la determinación de la constante C = log($e^{-0.144}$) = -0.0625; mientras que en la Figura 4.13 y la Figura 4.14 se puede observar la determinación de la constante D = log($e^{-0.1688}$) = 0.0733.

Tabla 4.9 Resultados para modelo ESSO reducido

No. Ensayo	T_i (°C)	σ_V (Pa*10^5)	σ_H (Pa*10^5)	fr (Hz)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)
1	50	2	0	1	153.205
2	50	6	0	1	2133.376
3	50	6	1	1	1770.876
4	50	6	2	1	1599.311
5	30	6	0	1	72.954
6	40	6	0	1	321.217

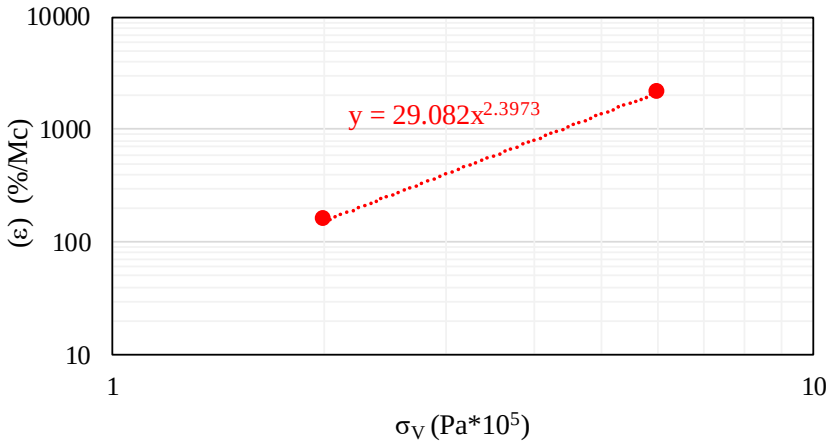


Figura 4.10 Constantes A y B

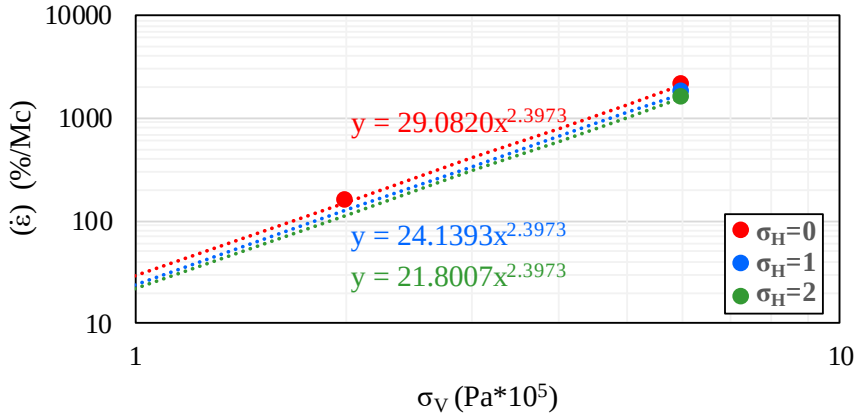


Figura 4.11 Extrapolación al origen – Constante C

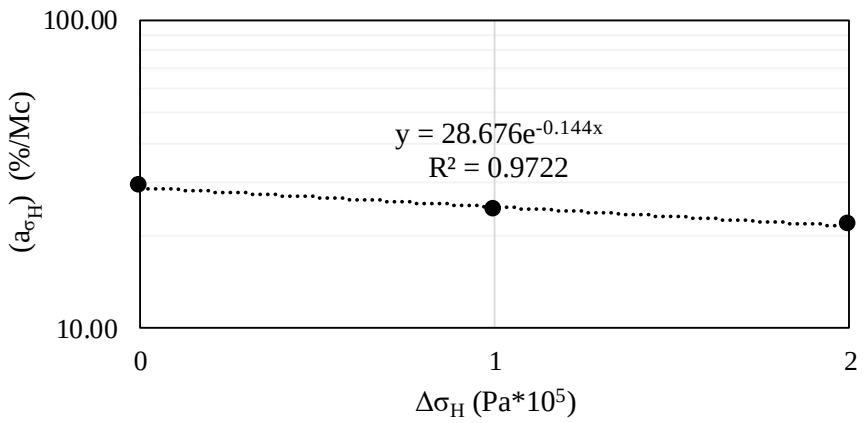


Figura 4.12 Determinación de la Constante C

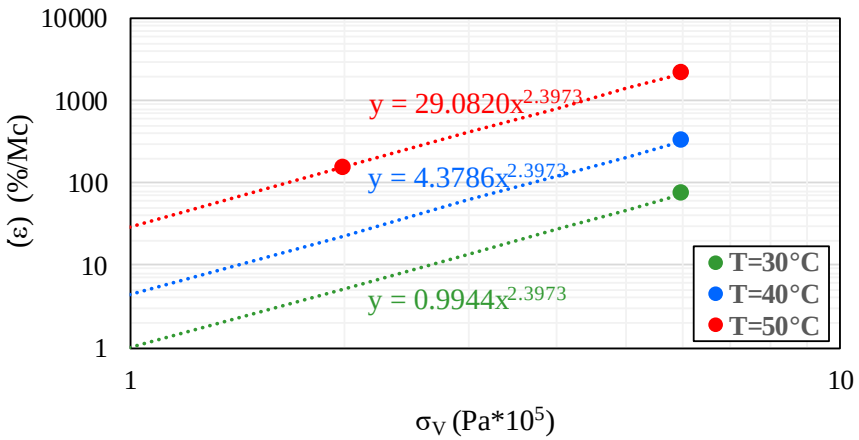


Figura 4.13 Extrapolación al origen – Constante D

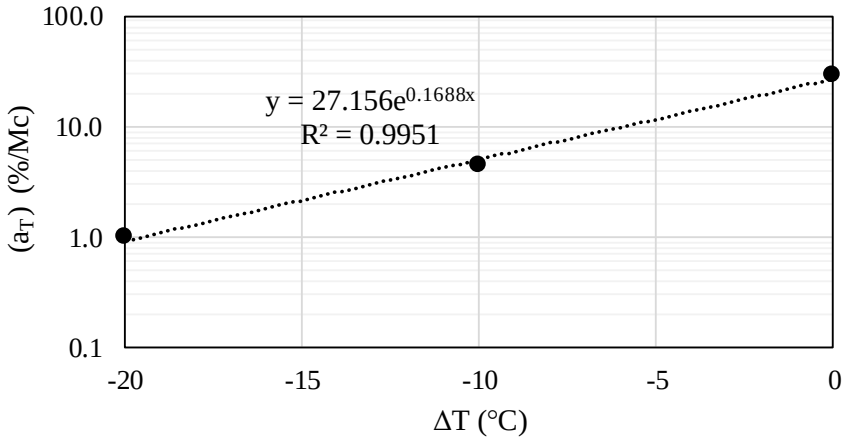


Figura 4.14 Determinación de la Constante D

De acuerdo con lo descrito anteriormente, se obtienen 4 constantes del modelo ESSO reducido como se indican en la Tabla 4.10. Como se puede observar, respecto a las constantes del modelo completo, la constante B es muy similar, por lo que se deduce que es un valor que se mantiene constante independientemente del dominio de referencia.

Tabla 4.10 Constantes modelo ESSO reducido

Constante	Valor
A	1.4636
B	2.3973
C	-0.0625
D	0.0733

Una vez determinadas las constantes, se puede calcular el valor de $\log \dot{\varepsilon}$ para cualquier nivel de esfuerzo vertical, horizontal, temperatura o frecuencia, recordando el dominio de referencia con el cual fueron calculadas: T_0=50 °C, $fr_0^{T_0}$=1 Hz y σ_{H_0}=0 Pa * 10^5. El valor de $\log(a_T)$ se obtiene por medio de la Ecuación 4.3, donde el valor de la temperatura se refiere a la utilizada en cada ensayo de compresión axial cíclica (T_i); mientras que el valor de la temperatura de referencia (T_{ref}) se refiere a la utilizada para calibrar el valor de $\log(a_T)$ en el cálculo de la curva maestra del material, en este caso $T_{ref} = 20\ °C$. La ecuación es única para cada tipo de mezcla asfáltica, la cual se obtiene de la calibración de la curva maestra (Figura 1.2). Finalmente, los valores restantes son T_0=50 °C y $fr_0^{T_0}$=1 Hz, que se refieren al dominio de referencia.

$$\log(a_T) = 0.0016T_i^2 - 0.01677T_i + 2.6504$$ *Ecuación 4.3*

La sustitución de las constantes en el modelo se muestra a continuación:

$$\log \dot{\varepsilon} = 1.4636 + 2.3973 \log \sigma_V - 0.0625\sigma_H + 0.0733\left\{(T_i - 50) + \frac{(T_i - 50)}{1.7346}\log\left(\frac{fr_j^{T_i}}{1}\right)\right\}$$

4.3 VALIDACIÓN DE RESULTADOS

Para verificar la validez tanto de la calibración del modelo ESSO completo, como del modelo reducido, se realizó un análisis mediante el error relativo porcentual para un total de

29 puntos experimentales para el modelo completo y 31 puntos experimentales para el modelo reducido.

Los valores del logaritmo de la tasa de deformación ($\log(\dot{\varepsilon})$) estimados por el modelo "Y" se comparan con los valores del logaritmo de la tasa de deformación ($\log(\dot{\varepsilon})$) obtenidos experimentalmente "X", con una comparación directa entre las variables. La relación que se busca es una lineal del tipo: $Y = \beta_0 + \beta_1 X + \varepsilon$, donde se espera que la pendiente de la recta sea cercana a uno y la dispersión de los puntos alrededor de la recta ideal $Y = X$ sea razonablemente pequeña.

4.3.1 Modelo ESSO

Refiriéndonos nuevamente al modelo con la sustitución de las constantes, se procede a calcular el valor de $\log \dot{\varepsilon}$ para los valores teóricos. Es importante mencionar que la ecuación indicada a continuación no es un modelo de uso general, sino se obtuvo del modelo ESSO (Ecuación 4.1) con las constantes definidas para la mezcla en estudio (Tabla 4.8), por lo que no debe utilizarse para definir el comportamiento de cualquier mezcla asfáltica.

$$\log \dot{\varepsilon} = -1.1543 + 2.1235 \log \sigma_V - 0.2667\sigma_H + 0.1290(T_i - 30) - 0.8117 \log\left(\frac{fr_j^{T_i}}{10}\right)$$

En la Tabla 4.11 se indican los resultados considerando los ensayos experimentales para determinar las constantes del modelo (1-17) y 12 ensayos adicionales (18-29) para la validación de este. Los ensayos adicionales se implementaron con el objetivo de establecer puntos de predicción fuera del marco de la determinación de las constantes del modelo y obtener una validación real.

Se determinó el error relativo (%) del $\log \dot{\varepsilon}$ experimental contra el $\log \dot{\varepsilon}$ teórico, donde se encontraron valores bajos de error en la mayoría de los puntos experimentales, a excepción de los puntos 12 y 24. En la Figura 4.15 y la Figura 4.16 se muestra el error obtenido, así como la precisión del modelo.

Tabla 4.11 Validación de resultados, modelo ESSO

	No. Ensayo	T_i	σ_V	σ_H	fr_j	$\log(\dot{\varepsilon})$ Experimental "X"	$\log(\dot{\varepsilon})$ Teórico "Y"	Error relativo
		[°C]	[Pa * 10^5]	[Pa * 10^5]	[Hz]	[%/Mc]	[%/Mc]	(%)
Experimentación para modelo	1	30	2	0	10	-0.501	-0.5150	2.9
	2	30	4	0	10	0.085	0.1242	45.3
	3	30	6	0	10	0.523	0.4981	-4.7
	4	30	6	1	10	0.131	0.2315	76.7
	5	30	6	2	10	-0.035	-0.0352	-0.7
	6	40	2	0	10	0.947	0.7748	-18.2
	7	40	4	0	10	1.268	1.4140	11.5
	8	40	6	0	10	2.057	1.7880	-13.1
	9	50	2	0	10	1.964	2.0647	5.1
	10	50	4	0	10	2.386	2.7039	13.3
	11	50	6	0	10	2.795	3.0778	10.1
	12	30	2	0	5	0.109	-0.2707	-349.4
	13	30	4	0	5	0.823	0.3685	-55.2
	14	30	6	0	5	1.221	0.7425	-39.2
	15	30	2	0	1	0.534	0.2967	-44.4
	16	30	4	0	1	1.288	0.9359	-27.3
	17	30	6	0	1	1.863	1.3098	-29.7
Experimentación para validación	18	40	2	0	1	1.471	1.5865	7.8
	19	40	4	0	1	2.150	2.2257	3.5
	20	40	6	0	1	2.507	2.5997	3.7
	21	50	2	0	1	2.185	2.8764	31.6
	22	50	4	0	1	2.934	3.5156	19.8
	23	50	6	0	1	3.329	3.8895	16.8
	24	40	2	0	5	0.446	1.0192	128.6
	25	40	4	0	5	1.874	1.6584	-11.5
	26	40	6	0	5	2.079	2.0323	-2.2
	27	50	2	0	5	2.035	2.3090	13.5
	28	50	4	0	5	2.773	2.9482	6.3
	29	50	6	0	5	3.145	3.3222	5.6

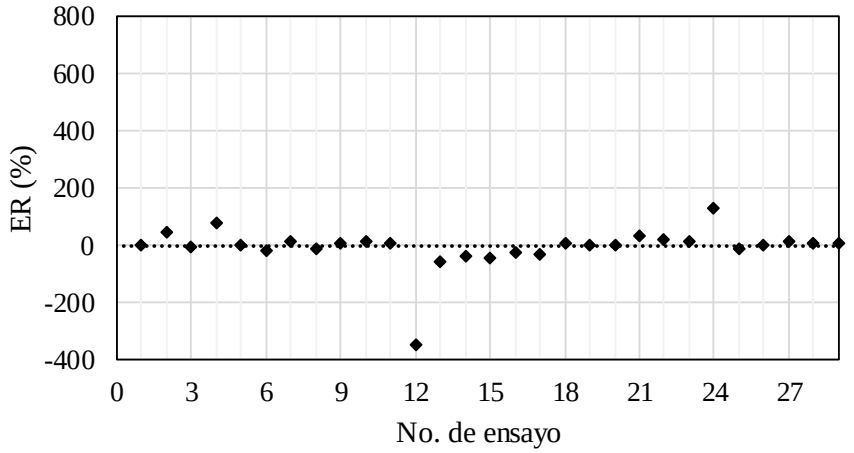


Figura 4.15 Error relativo, modelo ESSO

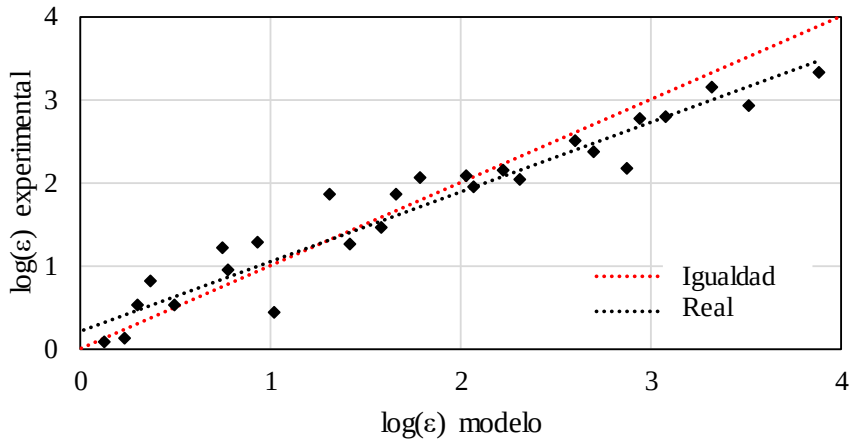


Figura 4.16 Validación modelo ESSO

Se analizaron también los resultados obtenidos teóricamente contra los experimentales mediante regresión lineal ($Y = \beta_0 + \beta_1 X + \varepsilon$) por medio del software Minitab18. El análisis resultó en lo siguiente:

Análisis de Varianza

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Regresión	1	39.939	39.9393	425.39	0.000
Experimental	1	39.939	39.9393	425.39	0.000
Error	27	2.535	0.0939		
Total	28	42.474			

Resumen del modelo

S	R-cuad.	R-cuad. (ajustado)	R-cuad. (pred)
0.306412	94.03%	93.81%	93.22%

Coeficientes

Término	Coef	EE del coef.	Valor T	Valor p	FIV
Constante	-0.152	0.101	-1.51	0.144	
Experimental	1.1242	0.0545	20.62	0.000	1.00

Ecuación de regresión

Teórico = -0.152 + 1.1242 Experimental

Ajustes y diagnósticos para observaciones poco comunes

Obs	Teórico	Ajuste	Resid	Resid est.	
17	1.3098	1.9425	-0.6327	-2.11	R
24	1.0192	0.3493	0.6699	2.27	R

Residuo grande R

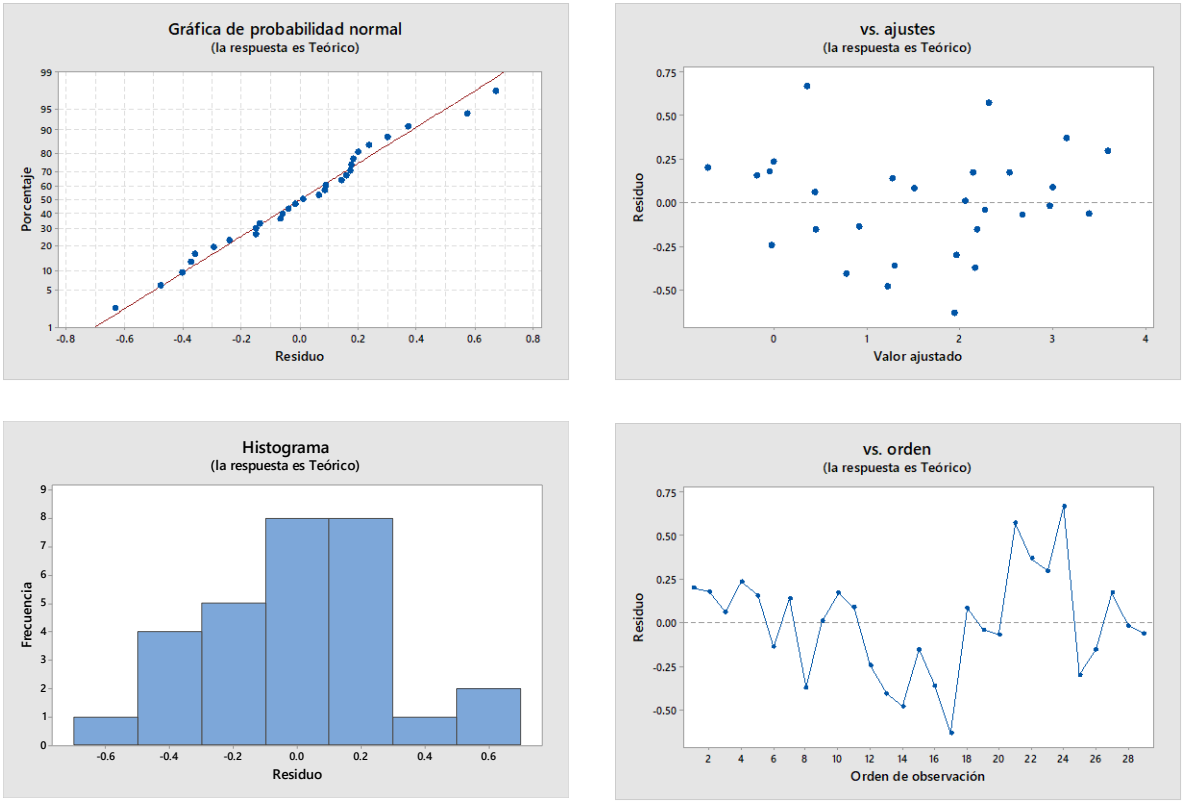


Figura 4.17 Análisis de variabilidad, modelo ESSO

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estadístico, se puede concluir que:

- La predicción del modelo mantiene una relación lineal.
- La ordenada al origen (β_0) se considera cero (no hay efecto) al aceptarse la hipótesis nula ($p > 0.05$).
- Los ensayos No. 17 y No. 24 indican ser posibles datos atípicos.
- Existe un muy buen nivel de predicción con un $R^2_{ajustado} = 93.81$ %.

En relación con la variabilidad (Figura 4.17) se puede definir lo siguiente:

- En la gráfica de Probabilidad Normal se detecta normalidad.
- En la gráfica Residuos vs. Ajustes se puede detectar que los residuos están distribuidos aleatoriamente y tienen una varianza constante.
- El Histograma muestra la distribución de los residuos, presentando un comportamiento Normal, lo cual indica que se consideran los datos simétricos.
- En la gráfica Residuos vs. Orden se puede observar que los residuos son independientes, al no mostrar tendencias en orden de tiempo.

4.3.2 Modelo ESSO reducido

Refiriéndonos nuevamente al modelo reducido con la sustitución de las constantes, se procede a calcular el valor de $\log \dot{\varepsilon}$ para los valores teóricos.

$$\log \dot{\varepsilon} = 1.4636 + 2.3973 \log \sigma_V - 0.0625\sigma_H + 0.0733 \left\{ (T_i - T_0) + \frac{(T_i - T_{ref})}{\log(a_T)} \log\left(\frac{fr_j^{T_i}}{fr_0^{T_0}} \right) \right\}$$

En la Tabla 4.12 se indican los resultados del modelo considerando los puntos experimentales para determinar las constantes de este (1-6) y 25 puntos adicionales (7-31) para su validación. Cabe mencionar que la mayoría de estos puntos son los mismos con que se determinó y validó el modelo ESSO inicial, a excepción de los puntos 3 y 4 que fueron adicionales propuestos por Meunier et al. (2013).

En la Figura 4.18 y la Figura 4.19 se observa la magnitud del error para cada ensayo, así como la correlación entre el valor de la deformación teórica con la deformación experimental. Observando los resultados se determina que el modelo reducido presenta muy buena correlación con los puntos experimentales, sin embargo, los ensayos realizados en condiciones conservadoras —temperatura y niveles de solicitación bajos, así como frecuencias de carga altas (p.ej. T_0=30 °C, σ_V=2 Pa * 10^5 y $fr_0^{T_0}$=10 Hz) — son difíciles de predecir. Lo anterior se presenta debido a la rigidez de la mezcla asfáltica bajo dichas

condiciones, lo que conlleva a obtener niveles de deformación tan bajos que se genera una mayor dispersión en los resultados.

Tabla 4.12 Validación de resultados, modelo ESSO reducido

	No. Ensayo	T_i	σ_V	σ_H	fr_j	log(at)	$\log(\dot{\varepsilon})$ Experimental	$\log(\dot{\varepsilon})$ Teórico	Error relativo
		[°C]	[Pa * 10^5]	[Pa * 10^5]	[Hz]		[%/Mc]	[%/Mc]	(%)
Experimentación para modelo	1	50	2	0	1	-1.7346	2.185	2.185	0.0
	2	50	6	0	1	-1.7346	3.329	3.329	0.0
	3	50	6	1	1	-1.7346	3.248	3.267	0.6
	4	50	6	2	1	-1.7346	3.204	3.204	0.0
	5	30	6	0	1	-0.9406	1.863	1.863	0.0
	6	40	6	0	1	-1.4976	2.507	2.596	3.6
Experimentación para validación	7	30	2	0	1	-0.9406	0.534	0.719	34.8
	8	30	4	0	1	-0.9406	1.288	1.441	11.9
	9	40	2	0	1	-1.4976	1.471	1.452	-1.3
	10	40	4	0	1	-1.4976	2.150	2.174	1.1
	11	50	4	0	1	-1.7346	2.934	2.907	-0.9
	12	30	2	0	5	-0.9406	0.109	0.174	60.6
	13	30	4	0	5	-0.9406	0.823	0.896	8.8
	14	30	6	0	5	-0.9406	1.221	1.318	7.9
	15	40	2	0	5	-1.4976	0.446	0.768	72.2
	16	40	4	0	5	-1.4976	1.874	1.490	-20.5
	17	40	6	0	5	-1.4976	2.079	1.912	-8.0
	18	50	2	0	5	-1.7346	2.035	1.299	-36.2
	19	50	4	0	5	-1.7346	2.773	2.021	-27.1
	20	50	6	0	5	-1.7346	3.145	2.443	-22.3
	21	30	2	0	10	-0.9406	-0.501	-0.060	-88.0
	22	30	4	0	10	-0.9406	0.085	0.661	674.0
	23	30	6	0	10	-0.9406	0.523	1.084	107.3
	24	40	2	0	10	-1.4976	0.947	0.473	-50.1
	25	40	4	0	10	-1.4976	1.268	1.195	-5.8
	26	40	6	0	10	-1.4976	2.057	1.617	-21.4
	27	50	2	0	10	-1.7346	1.964	0.917	-53.3
	28	50	4	0	10	-1.7346	2.386	1.639	-31.3
	29	50	6	0	10	-1.7346	2.795	2.061	-26.3
	30	30	6	1	10	-0.9406	0.131	1.021	679.5
	31	30	6	2	10	-0.9406	-0.035	0.958	-2804.0

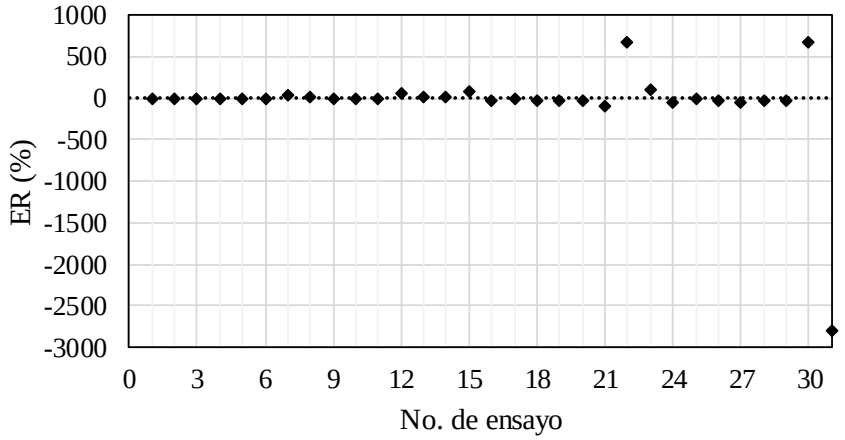


Figura 4.18 Error relativo, modelo ESSO reducido

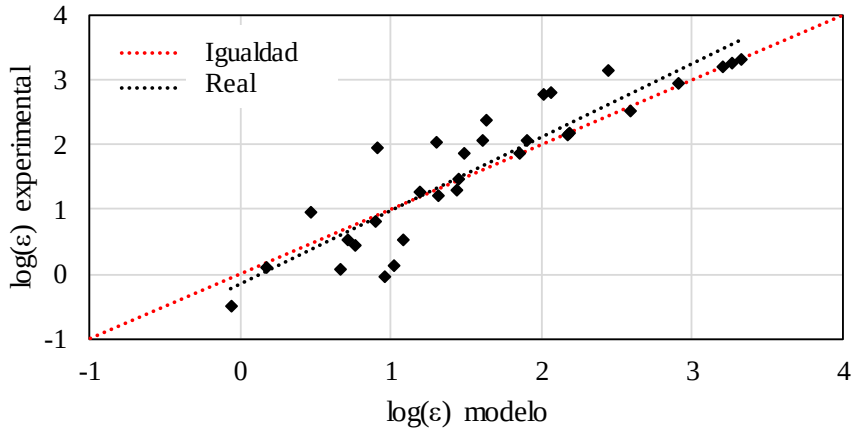


Figura 4.19 Validación modelo ESSO reducido

Se analizaron también los resultados obtenidos teóricamente contra los experimentales mediante regresión lineal ($Y = \beta_0 + \beta_1 X + \varepsilon$) por medio del software Minitab18. El análisis resultó en lo siguiente:

Análisis de Varianza

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Regresión	1	19.445	19.4448	131.09	0.000
Experimental	1	19.445	19.4448	131.09	0.000
Error	29	4.302	0.1483		
Total	30	23.746			

Resumen del modelo

S	R-cuad.	R-cuad. (ajustado)	R-cuad. (pred)
0.385138	81.89%	81.26%	79.13%

Coeficientes

Término	Coef	EE del coef.	Valor T	Valor p	FIV
Constante	0.392	0.125	3.14	0.004	
Experimental	0.7251	0.0633	11.45	0.000	1.00

Ecuación de regresión

Teórico = 0.392 + 0.7251 Experimental

Ajustes y diagnósticos para observaciones poco comunes

Obs	Teórico	Ajuste	Resid	Resid est.	
27	0.917	1.816	-0.899	-2.38	R

Residuo grande R

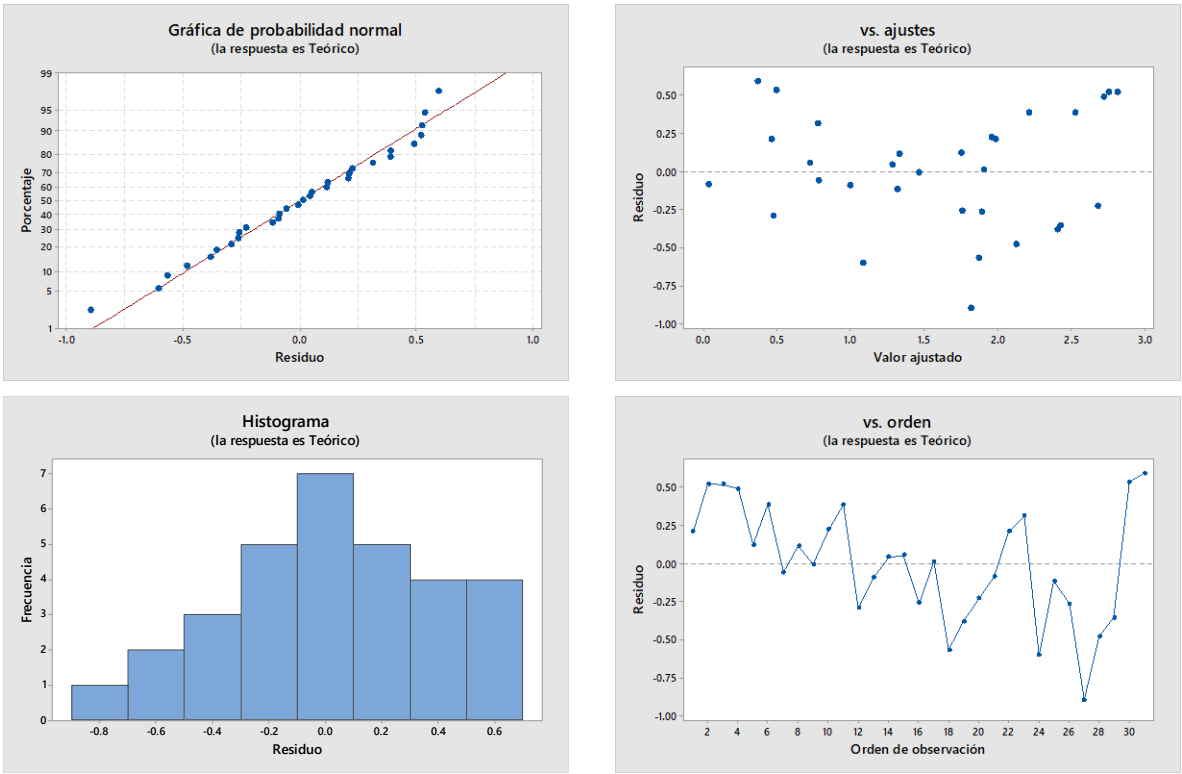


Figura 4.20 Análisis de variabilidad, modelo ESSO reducido

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estadístico, se puede concluir que:

- La predicción del modelo mantiene una relación lineal, con un valor de la ordenada al origen (β_0) al rechazarse la hipótesis nula ($p < 0.05$) de que el coeficiente es igual a cero.
- El ensayo No. 27 indica ser un dato atípico.
- Existe un nivel de predicción relativamente bueno, con un $R^2_{ajustado} = 81.26$ %.

En relación con la variabilidad (Figura 4.20) se puede definir lo siguiente:

- En la gráfica de Probabilidad Normal se detecta normalidad.
- En la gráfica Residuos vs. Ajustes se puede detectar que los residuos están distribuidos aleatoriamente y tienen una varianza constante.
- El Histograma muestra la distribución de los residuos, presentando un comportamiento Normal, lo cual indica que se consideran los datos simétricos.
- En la gráfica Residuos vs. Orden se puede observar que los residuos son independientes, al no mostrar tendencias en orden de tiempo.

4.4 INFLUENCIA DE LAS VARIABLES

Con el objetivo de analizar a mayor profundidad los resultados obtenidos de cada uno de los ensayos experimentales requeridos para el modelo ESSO y su validación, se indica a continuación la influencia de cada una de las variables en el comportamiento a la deformación permanente para la mezcla de diseño.

En el presente análisis se indica la evolución de la deformación durante todos los ciclos de aplicación de la carga para cada nivel de frecuencia (10, 5 y 1 Hz). En la Figura 4.21, Figura 4.22 y Figura 4.23 se puede observar el comportamiento general de la mezcla: a mayor temperatura y/o nivel de esfuerzo vertical se presenta una mayor deformación inicial (ε_0) y una mayor tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$). Del mismo modo, conforme ambas variables se incrementan, la aparición de la Fase 3 comienza a un número menor de ciclos de aplicación

de la carga; es decir, la mezcla se deformará en mayor medida a temperaturas altas y/o niveles de deformación vertical altos.

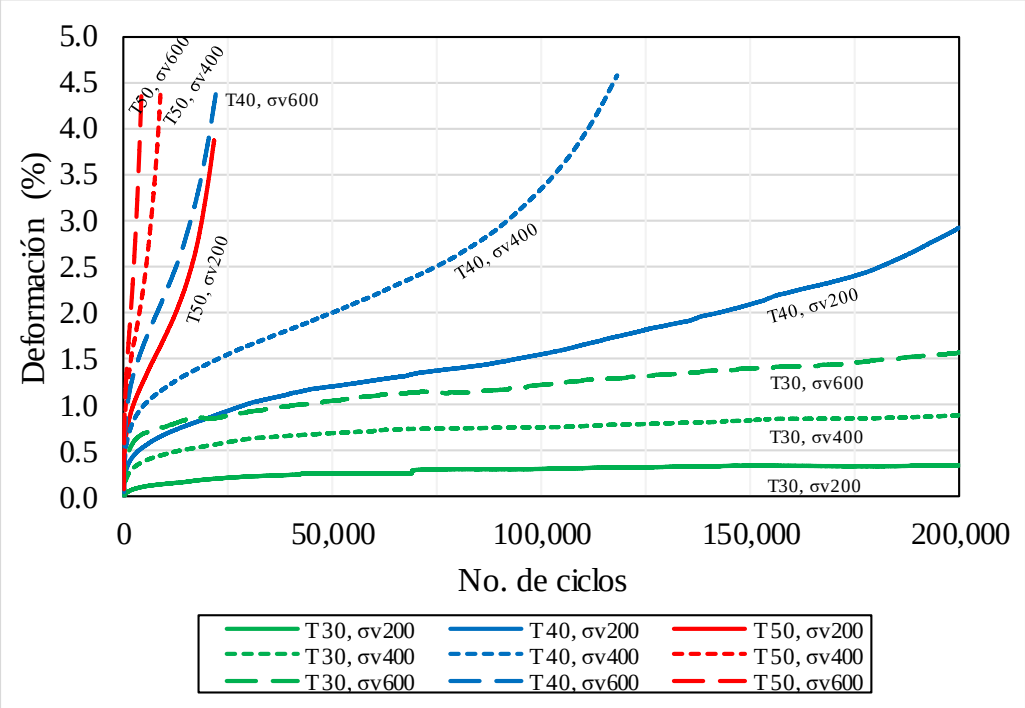


Figura 4.21 Influencia de T y σ_v para una f_r = 10 Hz

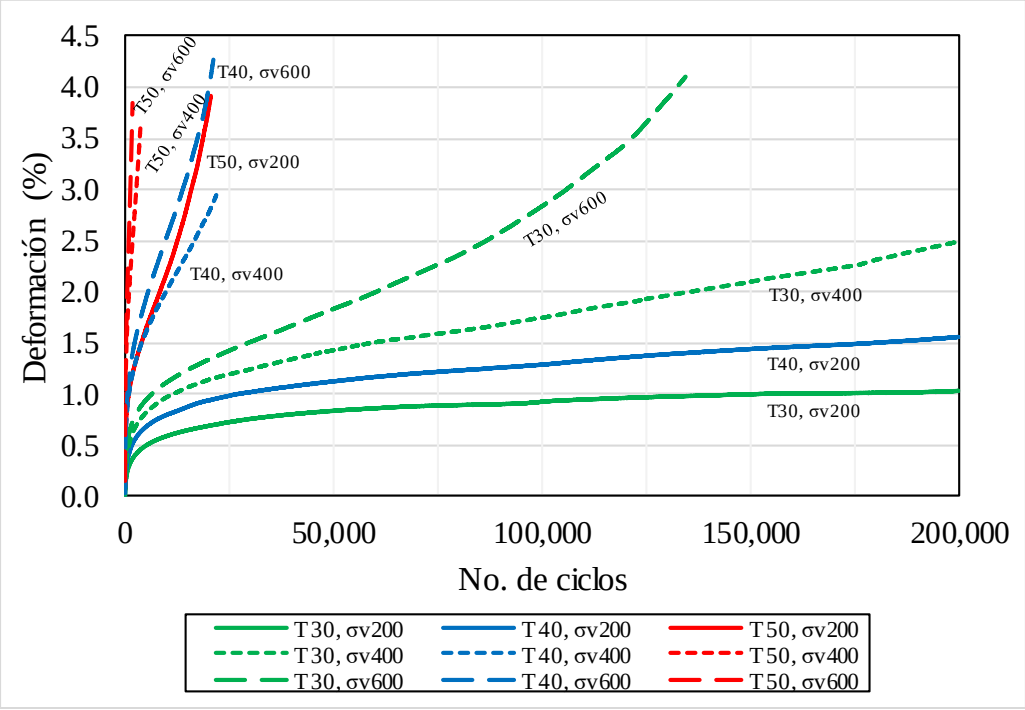


Figura 4.22 Influencia de T y σ_v para una f_r = 5 Hz

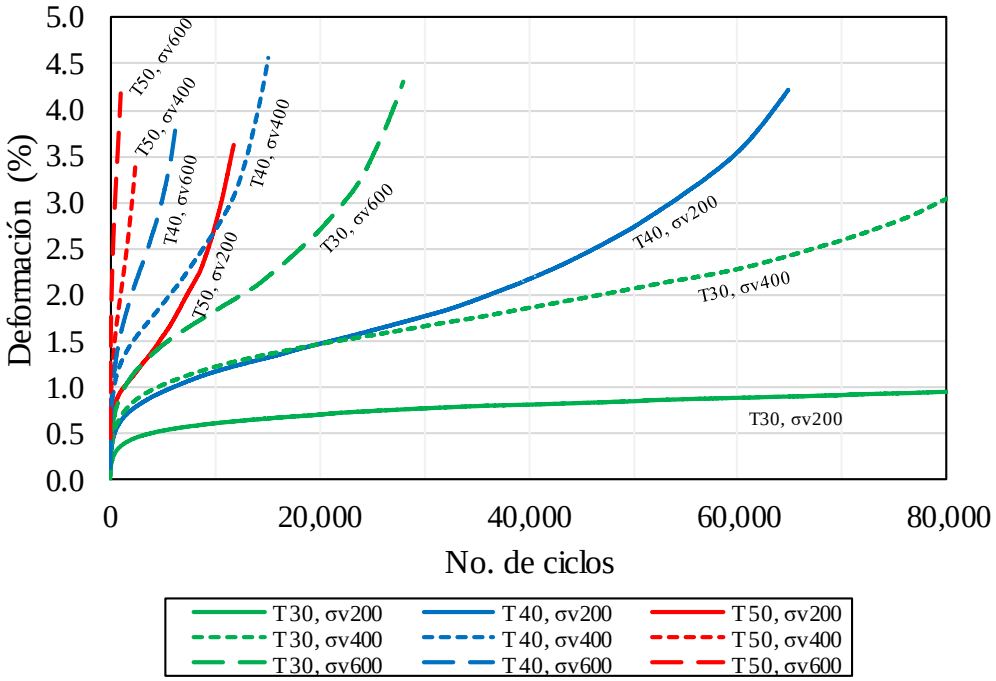


Figura 4.23 Influencia de T y σ_v para una f_r = 1 Hz

Comparando las tres Figuras anteriores, se observa la influencia de la frecuencia (tiempo de aplicación de la carga) en el comportamiento de la mezcla con el cambio en el esfuerzo vertical y la temperatura; es decir, a menor frecuencia de carga, la influencia del esfuerzo vertical es mayor. Por ejemplo, hay que notar cómo se abre el rango de respuesta de los especímenes evaluados a 30 °C cuando se evalúan a 10 Hz, en comparación con la respuesta de los especímenes evaluados a la misma temperatura, pero con una frecuencia de 1 Hz.

Por otro lado, conforme la frecuencia de carga se incrementa, los niveles de deformación son menores; por ejemplo, a una frecuencia de 10 Hz y 30 °C (Figura 4.21, color verde) se puede observar que las curvas de deformación presentan una pendiente baja y no se logra observar el término de la Fase 2 (inicio de la Fase 3). Los resultados, en función de la tasa de deformación, de cada curva analizada se indican en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 Resultados de deformación

Frecuencia (Hz)	Temperatura (°C)	Esfuerzo vertical (σ_v)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)
10	30	200	0.316
		400	1.2
		600	3.3
	40	200	8.9
		400	18.5
		600	113.9
	50	200	92.0
		400	243.4
		600	624.3
5	30	200	1.3
		400	6.7
		600	16.6
	40	200	2.8
		400	74.9
		600	119.9
	50	200	108.3
		400	592.6
		600	1394.9
1	30	200	3.4
		400	19.4
		600	73.0
	40	200	29.5
		400	141.4
		600	321.2
	50	200	153.2
		400	859.7
		600	2133.4

Por lo anterior, se definió la siguiente clasificación con base a la forma de la curva para clasificar el nivel de deformación que presenta la mezcla asfáltica en un rango de 200,000 ciclos de aplicación de la carga:

- Baja: tasa de deformación del 0 al 10 %/Mc y sin inicio de la Fase 3.
- Media: tasa de deformación del 5 al 30 %/Mc y con inicio de la Fase 3.
- Alta: tasa de deformación del 31 al 100 %/Mc y con inicio de la Fase 3.
- Muy Alta: tasa de deformación mayor a 100 %/Mc y generalmente no se alcanza a diferenciar la Fase 2 de la Fase 3.

Es importante destacar que la visualización de las Fases 2 y 3 dependerá también de la escala en que se observe la curva, ya que se puede apreciar de manera distinta si se observa en un rango de 0 – 200,000 ciclos, que si se aprecia la misma en un rango de 0 – 80,000 ciclos; como se observa en la curva "T30, σv600" de la Figura 4.24 donde en la imagen de la izquierda se podría notar una curva con deformación muy alta, mientras que en segundo caso se podría clasificar como alta.

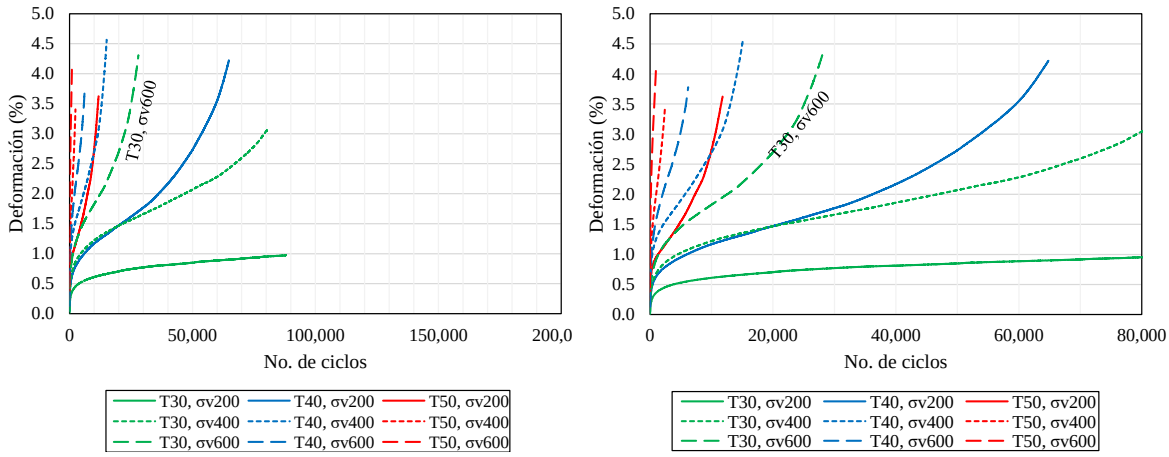


Figura 4.24 Rangos de visualización de curvas

En la Tabla 4.14 se define la clasificación de cada curva de deformación de la mezcla asfáltica en estudio con base a las definiciones anteriores. De la clasificación se puede destacar que un rango adecuado para analizar el desempeño de la mezcla puede fungir en una curva con clasificación media o alta, siendo estas suficientes para detectar las Fases 2 y 3 de la deformación permanente, así como lograr obtener resultados en un periodo de tiempo relativamente corto.

Tabla 4.14 Clasificación de las curvas de deformación

Frecuencia (Hz)	Temperatura (°C)	Esfuerzo vertical (σ_v)	$\dot{\varepsilon}$ (%/Mc)	Clasificación de la curva
10	30	200	0.316	Baja
		400	1.2	Baja
		600	3.3	Baja
	40	200	8.9	Media
		400	18.5	Media
		600	113.9	Muy Alta
	50	200	92.0	Alta
		400	243.4	Muy Alta
		600	624.3	Muy Alta
5	30	200	1.3	Baja
		400	6.7	Baja
		600	16.6	Media
	40	200	2.8	Baja
		400	74.9	Alta
		600	119.9	Muy Alta
	50	200	108.3	Muy Alta
		400	592.6	Muy Alta
		600	1394.9	Muy Alta
1	30	200	3.4	Baja
		400	19.4	Media
		600	73.0	Alta
	40	200	29.5	Media
		400	141.4	Muy Alta
		600	321.2	Muy Alta
	50	200	153.2	Muy Alta
		400	859.7	Muy Alta
		600	2133.4	Muy Alta

4.5 CONCLUSIONES

Algunos modelos matemáticos estiman la deformación permanente por medio del inicio de la Fase 3 (NF); sin embargo, este es un parámetro complicado de determinar en mezclas asfálticas con un alto desempeño y condiciones de ensayo conservadoras; por ejemplo: buena granulometría, asfalto modificado, temperaturas bajas, bajos niveles de solicitación, frecuencia de 10 Hz; debido a que resistirá un gran número de ciclos (> 200,000) antes de llegar a la Fase 3, lo que se traduce en un consumo excesivo de recursos (tiempo y dinero).

El modelo ESSO reducido propuesto por Meunier, presenta una excelente correlación con los valores experimentales dentro de la frecuencia de referencia (1 Hz) y muy buena

correlación con los valores experimentales a distintas frecuencias; sin embargo, en condiciones de ensayo conservadoras no se mantiene un buen índice de predicción en los resultados,

El dominio de referencia propuesto por Meunier parece ser adecuado, debido a que en condiciones más drásticas (temperaturas altas, frecuencias bajas, niveles de carga altos) la evolución de la deformación permanente se define mejor y los resultados son más precisos.

El modelo ESSO indica ser una buena herramienta para definir la ley del comportamiento mecánico de una mezcla asfáltica a la deformación permanente; así como el modelo reducido es adecuado para definir el comportamiento de la mezcla, siempre y cuando se utilice en el rango de trabajo con condiciones no conservadoras.

Es posible clasificar la forma de la curva de deformación con base a la tasa de deformación obtenida y la misma forma de la curva. Se deberán realizar validaciones adicionales con distintos materiales pétreos y asfálticos para adecuar los rangos de deformación para los niveles: bajo, medio, alto y muy alto.

4.6 BIBLIOGRAFÍA

Richard Kim, Y. (2009). *Modeling of Asphalt Concrete*. EUA: Mc Graw Hill.

Meunier, M. (2012*). Prédiction de l'orniérage lié aux déformations permanents des enrobés bitumineux*. Tesis Doctoral presentada en la Éscuela de Tecnología Superior de la Universidad de Quebec. Montreal, Canadá.

AASHTO TP79 (2015). *Standard Method of Test for Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)*. Recuperado el 18 de septiembre de 2016, de IHS Markit: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20TP%2079&item_s_key=00526119

Delgado, H., Gómez, J., Flores, M. (2017). *Propuesta de método de prueba de módulo*

dinámico en mezclas asfálticas para México. Instituto Mexicano del Transporte. Recuperado el 5 de abril de 2019, de https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt507.pdf

Meunier, M., Perraton, D., Di Benedetto, H. (2013). *Modelling of permanent strain of asphalt concrete using the ESSO model*. Road Materials and Pavement Design, 14:4, 864-887. DOI: 10.1080/14680629.2013.837836

Capítulo 5 : Modelación del comportamiento mecánico de la mezcla en distintos materiales

El presente Capítulo tiene por objetivo realizar una evaluación de las constantes del modelo ESSO en distintos materiales asfálticos; lo anterior para verificar el aporte de cada una en estas dos variables de la mezcla asfáltica. En el Capítulo anterior se demostró la efectividad del modelo ESSO y del modelo ESSO reducido para predecir la tasa de deformación permanente en mezclas asfálticas por medio del ensayo de Compresión Axial Cíclica; mientras que en este capítulo se aborda el análisis del modelo considerando distintos ligantes y su aportación a las variables de deformación que considera el modelo.

Cabe destacar que para este Capítulo se utilizará la versión del modelo ESSO reducido, por lo que la revisión bibliográfica del mismo se realizó en el Capítulo 4, y al ser este el Capítulo final, aborda temas ya revisados en Capítulos anteriores.

5.1 METODOLOGÍA

Para llevar a cabo la calibración del modelo, se utilizó el agregado de referencia en los Capítulos anteriores (1-4) con características de calidad indicadas en la Tabla 1.14 y Tabla 1.15. Se utilizó la granulometría con tamaño nominal de 12.5 mm (½") utilizada de referencia en el Capítulo 3 (Figura 3.1 Granulometría TN 12.5 mm (1/2"), siendo esta una mezcla asfáltica con agregado de origen basáltico y granulometría densa. Los parámetros de diseño se pueden revisar en la Tabla 3.4. Finalmente, los ligantes asfálticos utilizados mantienen congruencia con los utilizados en el Capítulo 3, siendo estos los PG64-16, PG76-22 y PG76-16. El ligante asfáltico PG64-16 es el mismo utilizado en los Capítulos 1 y 2 también, el cual corresponde a un asfalto virgen de refinería en México sin modificadores incorporados. El ligante asfáltico PG76-22 es un asfalto modificado con SBS y, por último, el ligante asfáltico PG76-16 es un asfalto modificado con ELVALOY al 0.75% y ácido polifosfórico (PPA) al

0.1%. Cada uno de estos asfaltos se denominará A1, A2 y A3, respectivamente, para efectos del análisis de resultados. La evaluación por Grado PG del asfalto PG64-16 (A1) se indica en la Tabla 1.11, del PG76-22 (A2) se indica en la Tabla 3.2 y del PG76-16 (A3) se indica en la Tabla 3.3.

Se realizaron los ensayos de compresión axial cíclica para obtener el valor de la tasa de deformación ($\dot{\varepsilon}$) de los indicados en la Tabla 4.3 para el modelo ESSO reducido. La tasa de deformación se estableció en unidades de porcentaje [mm/mm * 100] sobre 1'000,000 de ciclos [Mc] y se ejecutaron ensayos con una duración máxima de 100,000 ciclos para la frecuencia de 1 Hz (2 seg por ciclo), lo que equivale a la misma duración (2.3 días). La calibración del modelo fue considerada con la propuesta realizada por Meunier *et al*. (2013) descrita en la sección 4.1.3, una vez validada su efectividad para la predicción de la tasa de deformación.

5.2 CALIBRACIÓN DEL MODELO

5.2.1 Resultados experimentales

Los resultados experimentales se indican en la Tabla 5.1 para cada asfalto utilizado, así como los criterios de los ensayos requeridos para determinar las constantes del modelo. Claramente, a partir de estos resultados se puede observar que el asfalto A3 presentó menores niveles de deformación; lo anterior se ilustra en la Figura 5.1.

Tabla 5.1 Resultados de la tasa de deformación

No. Ensayo	T_i (°C)	σ_V (Pa*10^5)	σ_H (Pa*10^5)	fr_j (Hz)	A1 (PG64-16)	A2 (PG76-22)	A3 (PG76-16)
					Tasa de deformación experimental ($\dot{\varepsilon}$) (%/Mc)		
1	50	2	0	1	48.634	10.825	1.408
2	50	6	0	1	1466.597	646.715	172.924
3	50	6	1	1	685.688	297.316	105.712
4	50	6	2	1	606.542	260.797	81.333
5	30	6	0	1	25.81	11.142	2.375
6	40	6	0	1	173.338	83.845	20.634

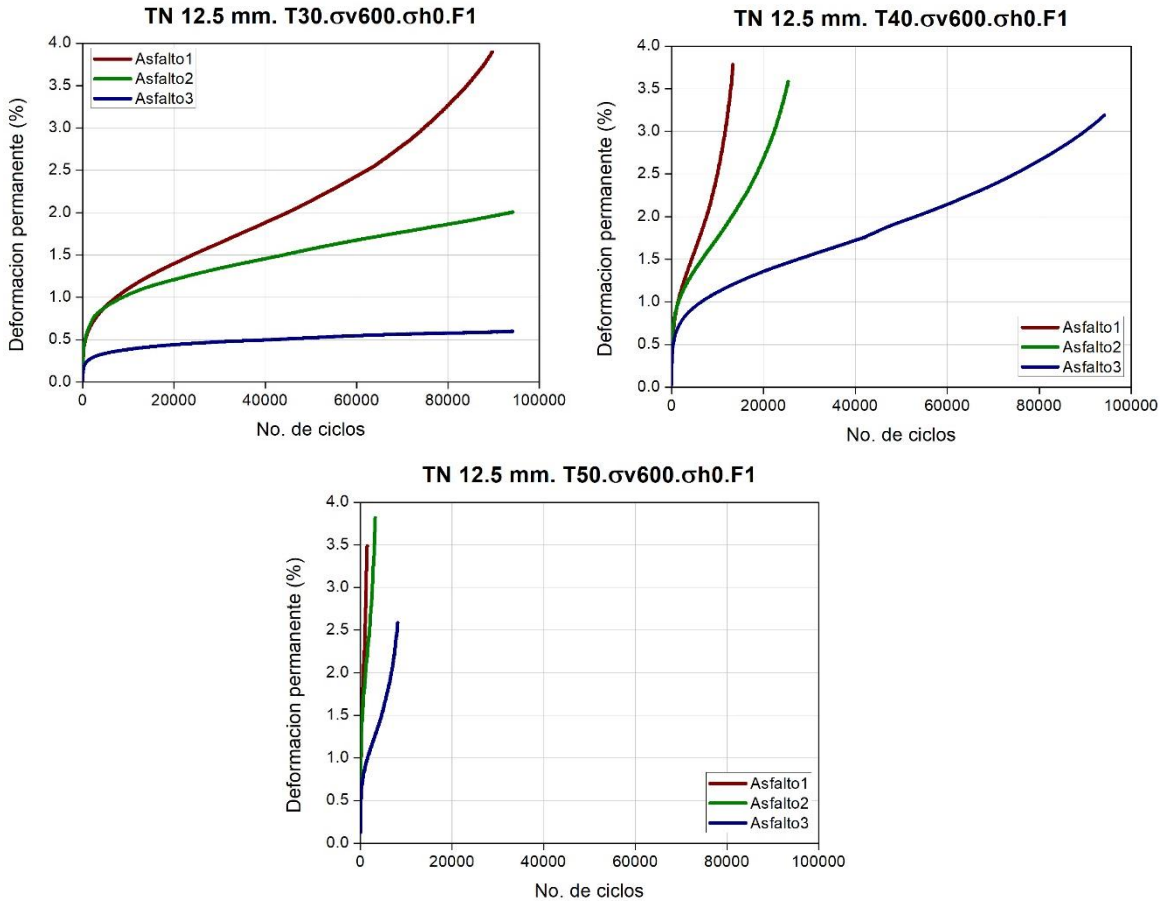


Figura 5.1 Evolución de la deformación por temperatura

Complementando el análisis de la Figura 5.1 se puede observar lo siguiente:

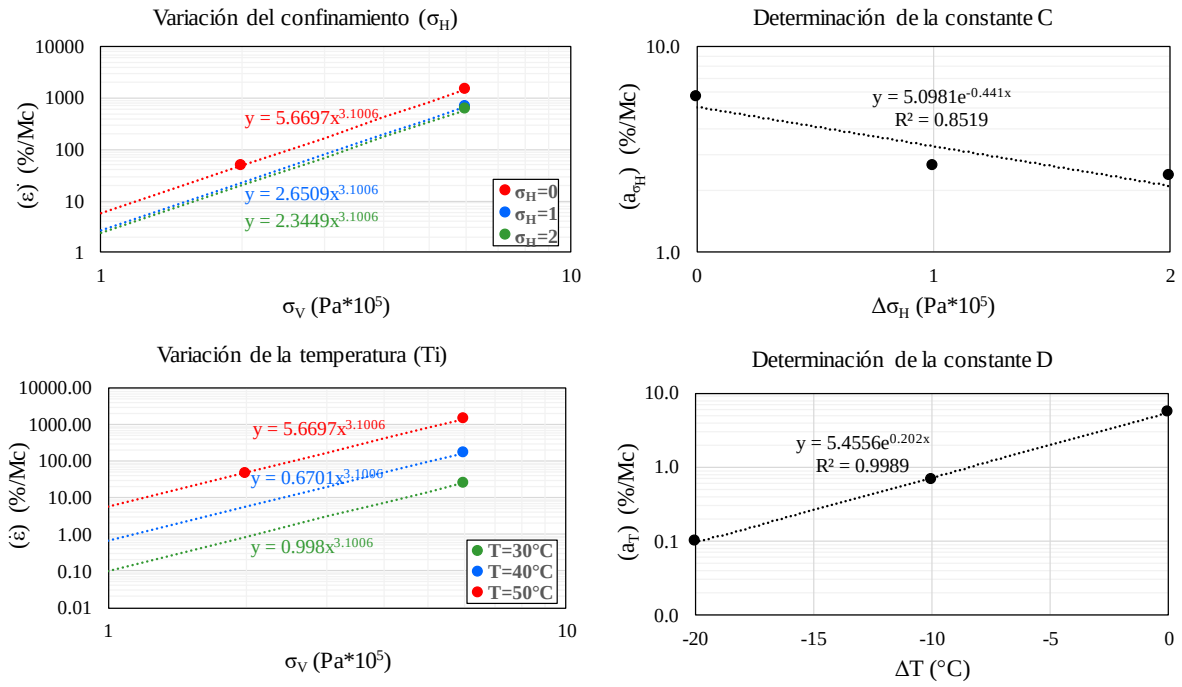
- El asfalto A3 (PG76-16) modificado con Elvaloy presentó menores niveles de deformación que en su homólogo del Grado PG, el asfalto A2 (PG76-22). Este mismo comportamiento se observa a las tres temperaturas evaluadas (30, 40 y 50 °C). Lo anterior indica que la temperatura alta del Grado PG no es un indicador de la resistencia a la deformación del ligante asfáltico.
- Los niveles de deformación se incrementan drásticamente con la temperatura, siendo que a 50 °C las curvas de deformación prácticamente no muestran una diferencia entre las fases 1, 2 y 3.

- Los niveles más altos de deformación se alcanzan siempre con la condición de temperaturas altas y asfalto sin modificar.

5.2.2 Determinación de las constantes

La calibración del modelo se realizó con la propuesta realizada por Meunier *et al.* (2013) descrita en la sección 4.1.3. La determinación de las constantes para cada tipo de ligante asfáltico utilizado se ilustra en la Figura 5.2, Figura 5.3 y Figura 5.4. El procedimiento sigue la secuencia descrita en la sección 4.2.2, donde a partir de los valores experimentales de la tasa de deformación se calculan 4 constantes (A, B, C y D) que describen el comportamiento de la mezcla asfáltica para cada condición de ensayo (esfuerzo vertical, esfuerzo horizontal y temperatura); el efecto de la frecuencia del ensayo se deduce a partir del TTSP. Las constantes obtenidas se resumen en la Tabla 5.2.

Figura 5.2 Determinación de constantes de mezcla con asfalto A1 (PG64-16)



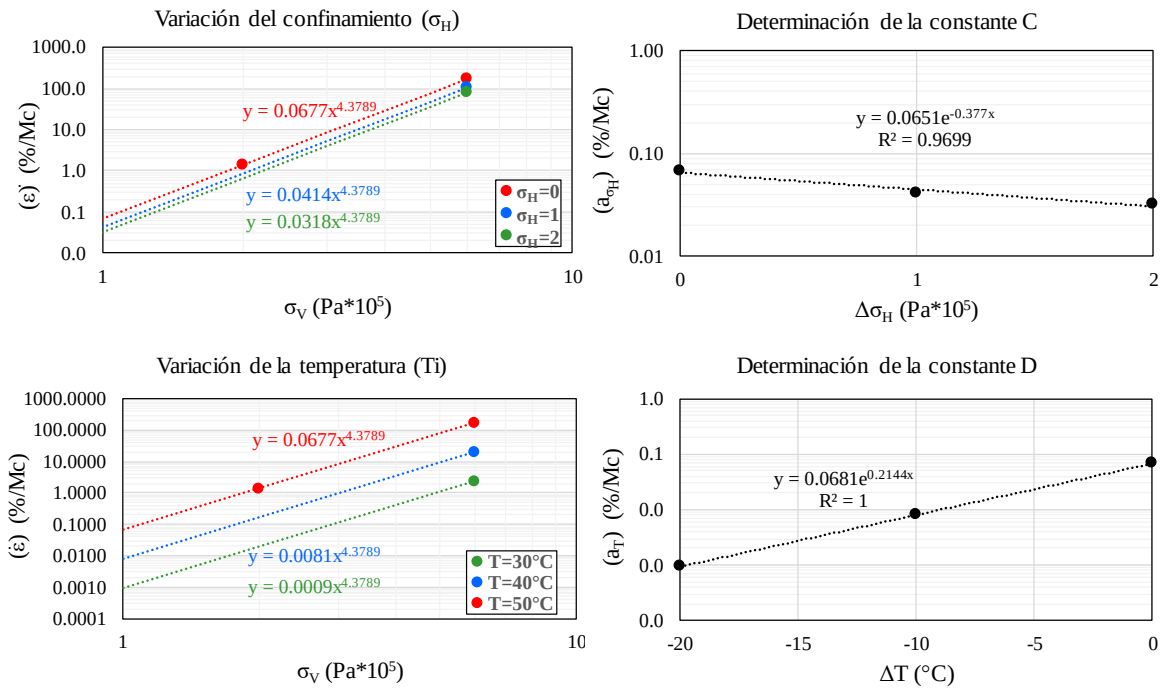


Figura 5.3 Determinación de constantes de mezcla con asfalto A2 (PG76-22)

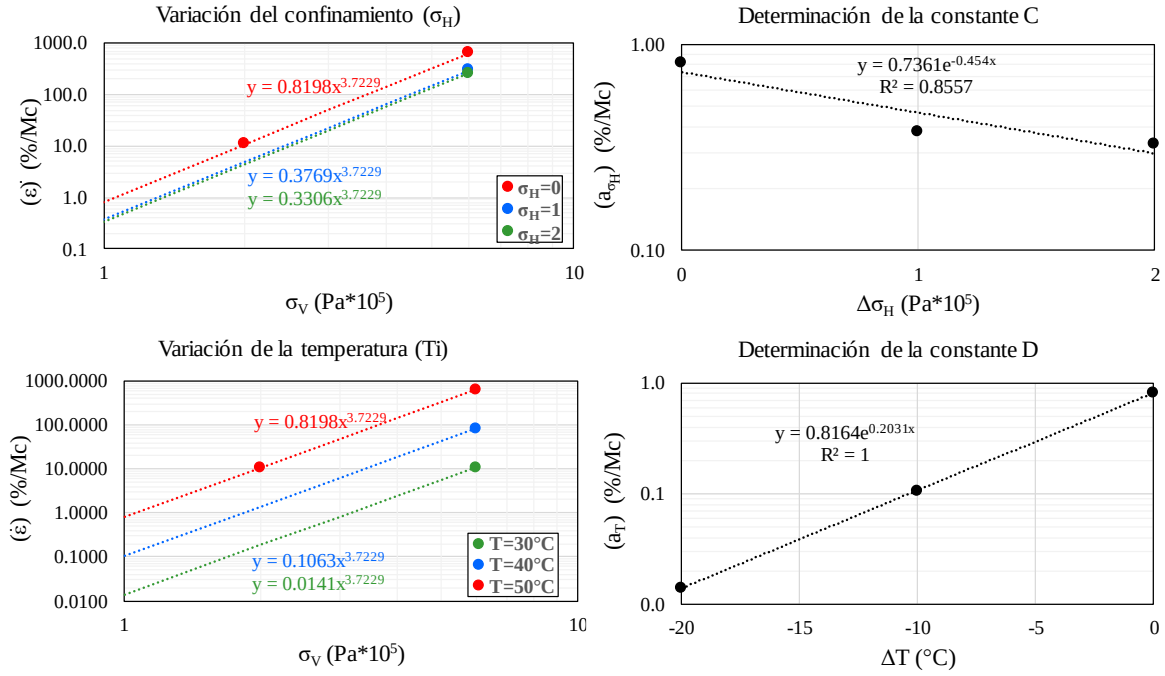


Figura 5.4 Determinación de constantes de mezcla con asfalto A3 (PG76-16)

Tabla 5.2 Constantes del modelo ESSO por tipo de asfalto

Constantes	A1 (PG64-16)	A2 (PG76-22)	A3 (PG76-16)
A	0.7536	-1.1694	-0.0863
B	3.1006	4.3789	3.7229
C	-0.1915	-0.1637	-0.1972
D	0.0877	0.0931	0.0882

Los resultados del análisis del error relativo y la validación estadística del modelo se indican a continuación para para los tres ligantes en análisis. Se analizaron los resultados obtenidos teóricamente contra los experimentales mediante regresión lineal ($Y = \beta_0 + \beta_1 X + \varepsilon$) por medio del software Minitab18.

Asfalto A1 (PG64-16)

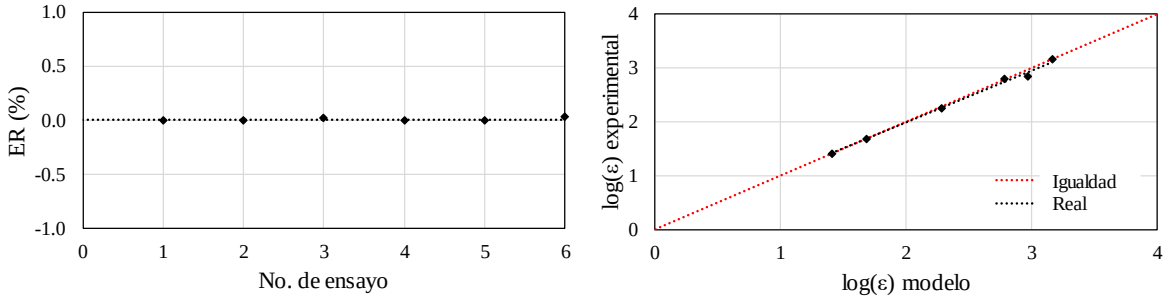


Figura 5.5 Ajuste de la mezcla con asfalto A1 (PG64-16).

Análisis de Varianza

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Regresión	1	2.54636	2.54636	716.07	0.000
Experimental	1	2.54636	2.54636	716.07	0.000
Error	4	0.01422	0.00356		
Total	5	2.56059			

Resumen del modelo

S	R-cuad.	R-cuad. (ajustado)	R-cuad. (pred)
0.0596326	99.44%	99.31%	98.84%

Coeficientes

Término	Coef	EE del coef.	Valor T	Valor p	FIV
Constante	-0.0281	0.0934	-0.30	0.779	
Experimental	1.0253	0.0383	26.76	0.000	1.00

Ecuación de regresión

Teórico = -0.0281 + 1.0253 Experimental

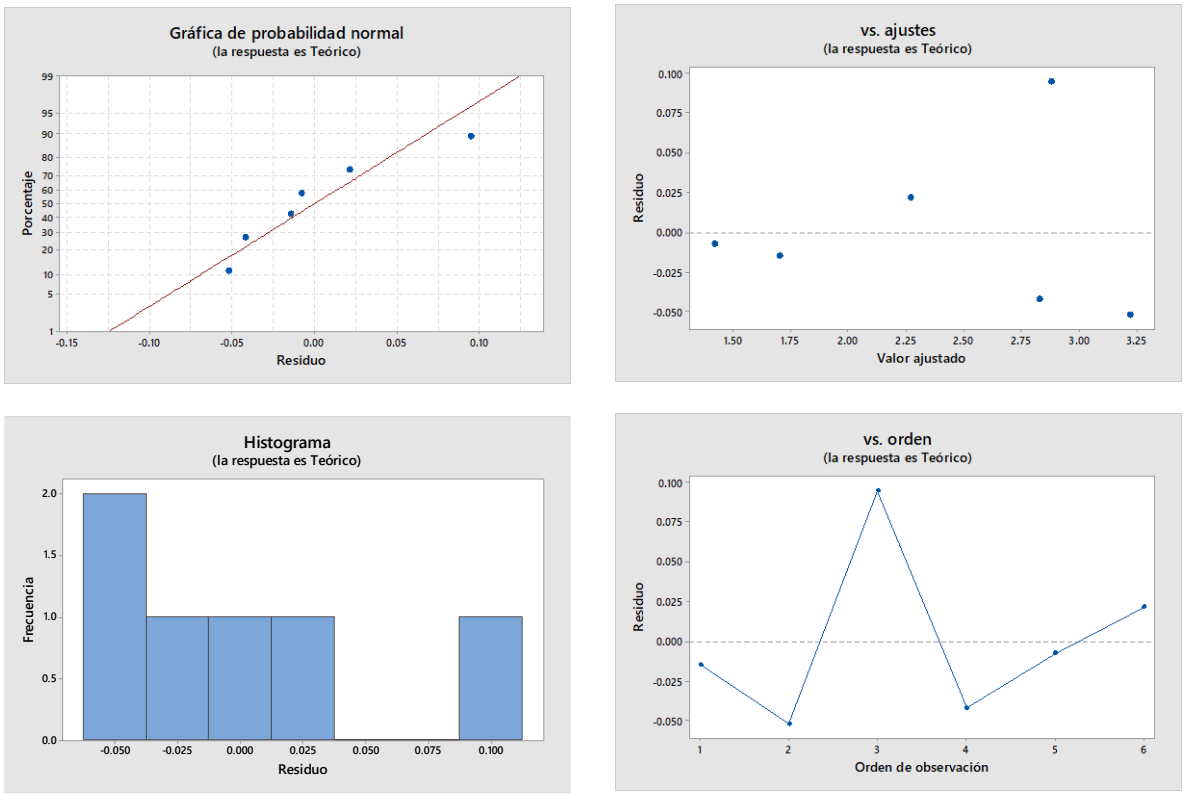


Figura 5.6 Análisis de variabilidad, asfalto A1

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estadístico, se puede concluir lo siguiente:

- La predicción del modelo mantiene una relación lineal.
- La ordenada al origen (β_0) se considera cero (no hay efecto) al aceptarse la hipótesis nula ($p > 0.05$).
- Existe un buen nivel de predicción, con un $R^2_{ajustado} = 99.31$ %.

En relación con la variabilidad (Figura 5.6) se puede definir lo siguiente:

- En la gráfica de Probabilidad Normal se detecta normalidad.
- En la gráfica Residuos vs. Ajustes se puede detectar que los residuos están distribuidos aleatoriamente y tienen una varianza constante.

- El Histograma muestra la distribución de los residuos, presentando un comportamiento Normal, lo cual indica que se consideran los datos simétricos.
- En la gráfica Residuos vs. Orden se puede observar que los residuos son independientes, al no mostrar tendencias en orden de tiempo.

Asfalto A2 (PG76-22)

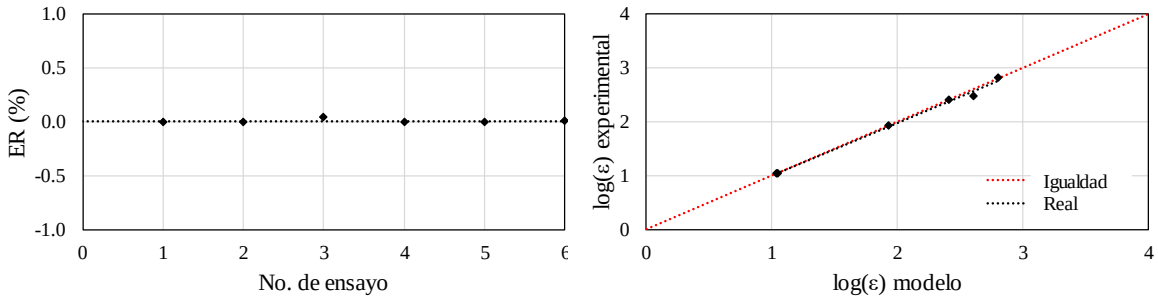


Figura 5.7 Ajuste de la mezcla con asfalto A2 (PG76-22)

Análisis de Varianza

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Regresión	1	3.03535	3.03535	847.22	0.000
Experimental	1	3.03535	3.03535	847.22	0.000
Error	4	0.01433	0.00358		
Total	5	3.04968			

Resumen del modelo

S	R-cuad.	R-cuad. (ajustado)	R-cuad. (pred)
0.0598556	99.53%	99.41%	99.07%

Coeficientes

Término	Coef	EE del coef.	Valor T	Valor p	FIV
Constante	-0.0255	0.0729	-0.35	0.744	
Experimental	1.0255	0.0352	29.11	0.000	1.00

Ecuación de regresión

Teórico = -0.0255 + 1.0255 Experimental

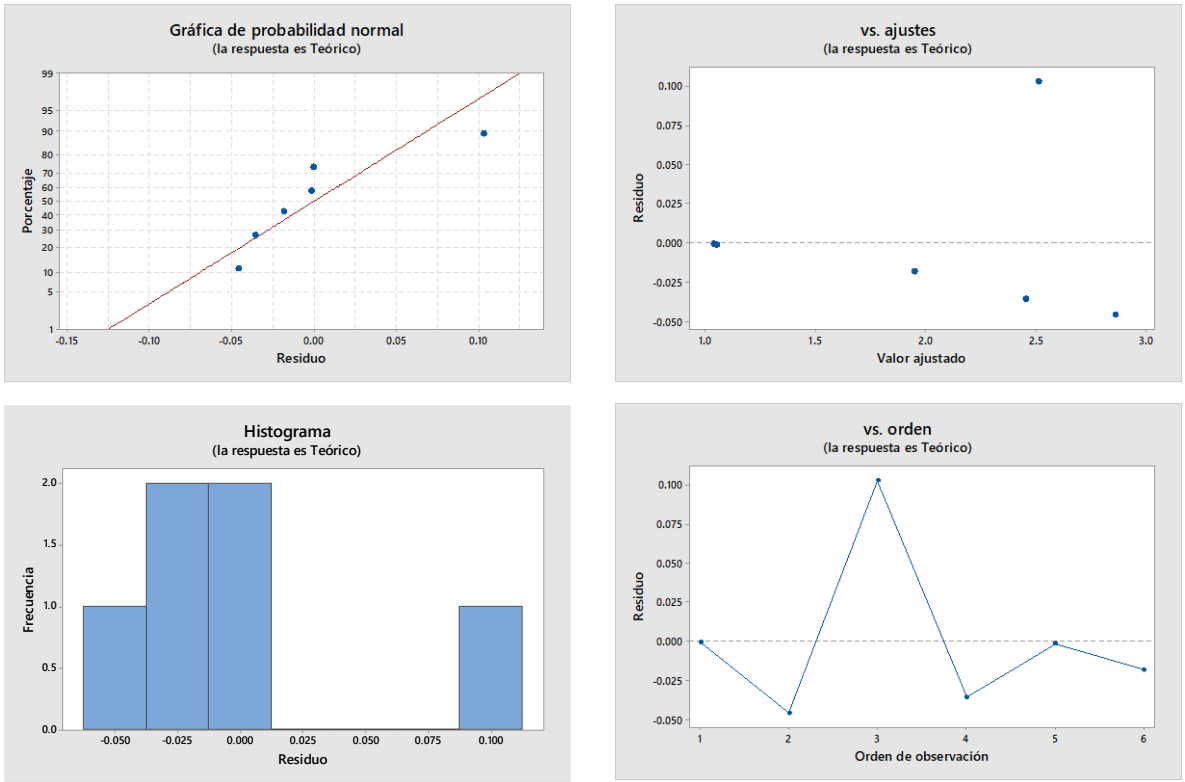


Figura 5.8 Análisis de variabilidad, asfalto A2

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estadístico, se puede concluir lo siguiente:

- La predicción del modelo mantiene una relación lineal.
- La ordenada al origen (β_0) se considera cero (no hay efecto) al aceptarse la hipótesis nula ($p > 0.05$).
- Existe un buen nivel de predicción, con un $R^2_{ajustado} = 99.41$ %.

En relación con la variabilidad (Figura 5.8) se puede definir lo siguiente:

- En la gráfica de Probabilidad Normal se detecta normalidad.
- En la gráfica Residuos vs. Ajustes se puede detectar que los residuos están distribuidos aleatoriamente y tienen una varianza constante.

- El Histograma muestra la distribución de los residuos, presentando un comportamiento Normal, lo cual indica que se consideran los datos simétricos.
- En la gráfica Residuos vs. Orden se puede observar que los residuos son independientes, al no mostrar tendencias en orden de tiempo.

Asfalto A3 (PG76-16)

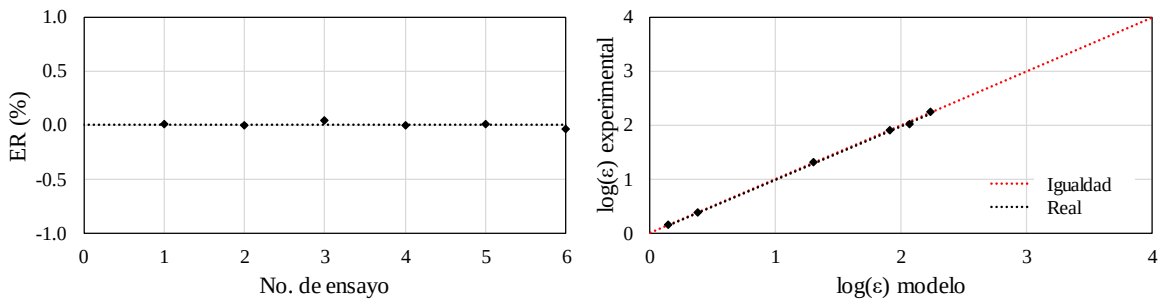


Figura 5.9 Ajuste de la mezcla con asfalto A3 (PG76-16)

Análisis de Varianza

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Regresión	1	6.9743	6.97430	367.75	0.000
Experimental	1	6.9743	6.97430	367.75	0.000
Error	7	0.1328	0.01896		
Total	8	7.1070			

Resumen del modelo

S	R-cuad.	R-cuad. (ajustado)	R-cuad. (pred)
0.137713	98.13%	97.87%	97.00%

Coeficientes

Término	Coef	EE del coef.	Valor T	Valor p	FIV
Constante	-0.1528	0.0740	-2.06	0.078	
Experimental	1.0805	0.0563	19.18	0.000	1.00

Ecuación de regresión

Teórico = -0.1528 + 1.0805 Experimental

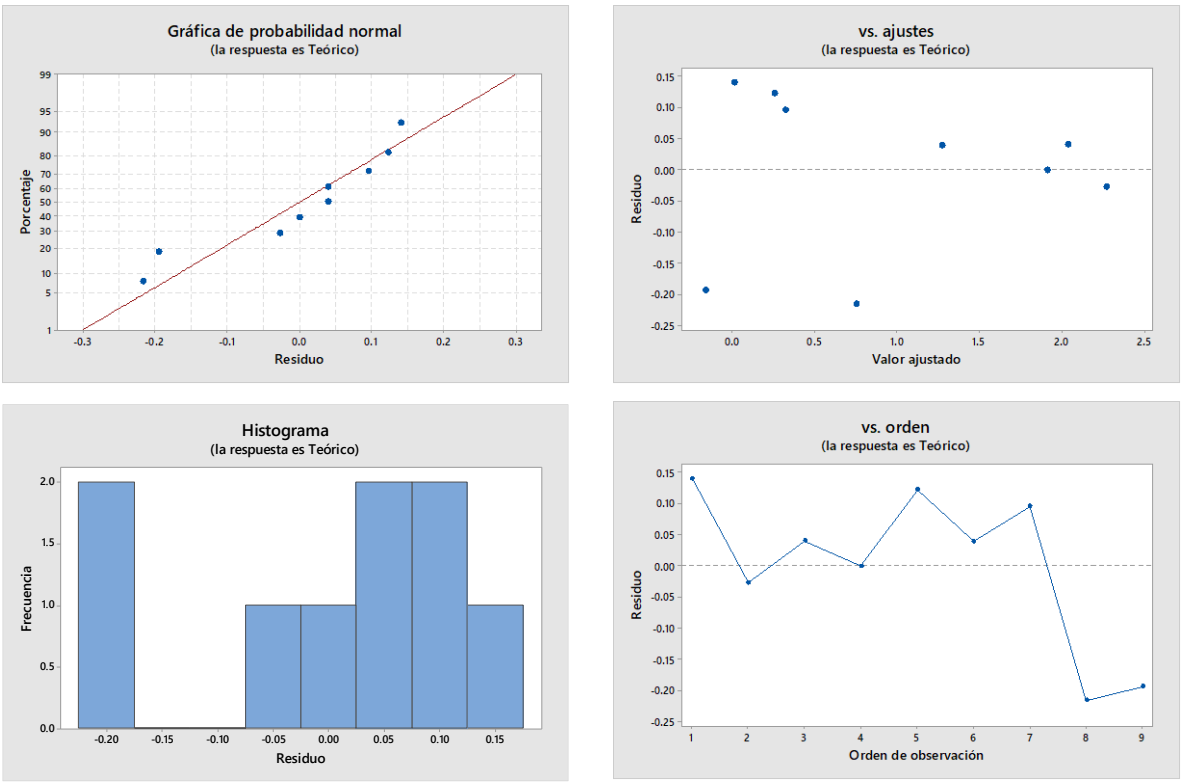


Figura 5.10 Análisis de variabilidad, asfalto A3

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis estadístico, se puede concluir lo siguiente:

- La predicción del modelo mantiene una relación lineal.
- La ordenada al origen (β_0) se considera cero (no hay efecto) al aceptarse la hipótesis nula ($p > 0.05$).
- Existe un buen nivel de predicción, con un $R^2_{ajustado} = 97.87$ %.
- En relación con la variabilidad (Figura 5.10) se puede definir lo siguiente:
- En la gráfica de Probabilidad Normal se detecta normalidad.
- En la gráfica Residuos vs. Ajustes se puede detectar que los residuos están distribuidos aleatoriamente y tienen una varianza constante.
- El Histograma muestra la distribución de los residuos, presentando un comportamiento Normal, lo cual indica que se consideran los datos simétricos.

- En la gráfica Residuos vs. Orden se puede observar que los residuos son independientes, al no mostrar tendencias en orden de tiempo.

5.3 ANÁLISIS DE LAS VARIABLES

Los valores determinados para cada constante (Tabla 5.2) se ilustran gráficamente en la Figura 5.11. De acuerdo con esto, se determina que la influencia del ligante asfáltico se verá reflejada principalmente en la resistencia al esfuerzo vertical, mientras que el aporte al efecto del esfuerzo de confinamiento no se observa significativo. La deformación inicial, determinada por medio de la constante A, se reduce con el asfalto modificado y el aumento de la pendiente en la constante B varía mucho debido a que se reduce la deformación conforme varía el asfalto. Por último, aunque no en la misma proporción que en las constantes A y B, la influencia de la temperatura se detecta por medio de la constante D, donde se observa cómo disminuye el efecto de la temperatura mientras se incrementa la resistencia del ligante.

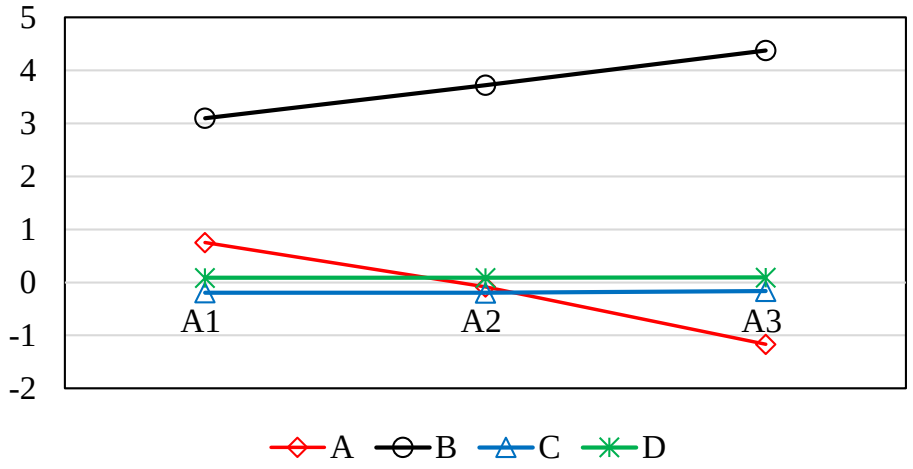


Figura 5.11 Variación de las constantes por tipo de asfalto

5.4 INFLUENCIA DE LA GRANULOMETRÍA

En este apartado se decidió ahondar en el tema de la influencia de la granulometría en el desempeño mecánico de la mezcla, tal como se evaluó en el Capítulo 3 por medio del ensayo empírico de RCH. Partiendo de los resultados ya obtenidos para la calibración del modelo con 3 distintos asfaltos, se complementó el análisis ejecutando ciertos ensayos en la mezcla con tamaño nominal de 19.0 mm.

Los parámetros de diseño de la mezcla asfáltica con 19.0mm de tamaño nominal se indican en la Tabla 3.4, mientras que en la Figura 3.2 se ilustra su curva granulométrica; recordando nuevamente que se están analizando las mismas mezclas de referencia durante todo el proyecto. De acuerdo con la Figura 5.12, Figura 5.13 y Figura 5.14, se puede determinar que los niveles de deformación son menores en las mezclas con tamaño nominal de 12.5mm; el mismo comportamiento se observa en las tres temperaturas de evaluación.

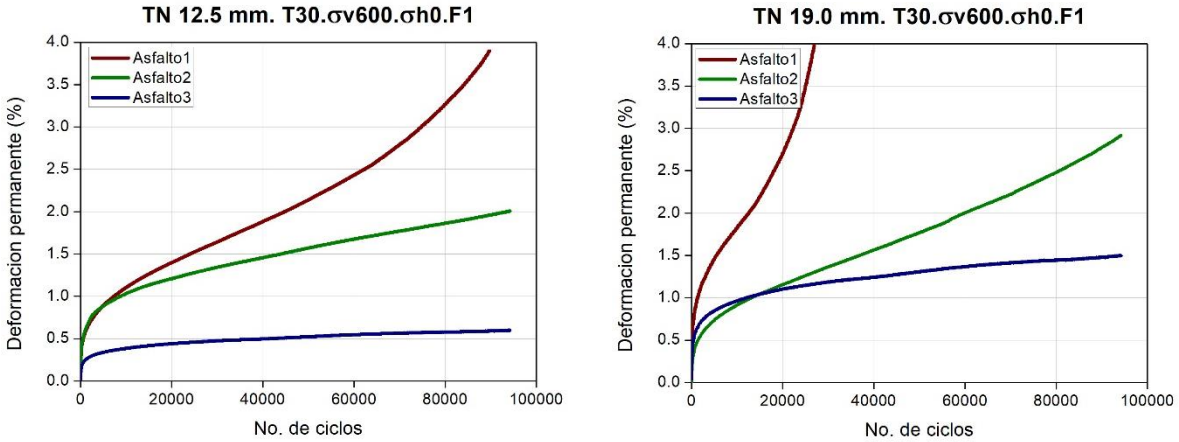


Figura 5.12 Influencia de la granulometría, T30 °C

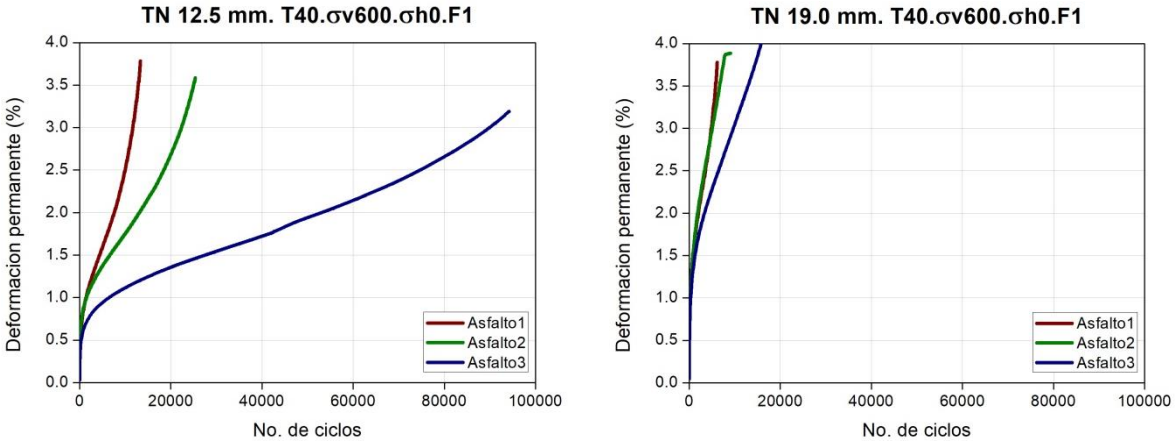


Figura 5.13 Influencia de la granulometría, T40 °C

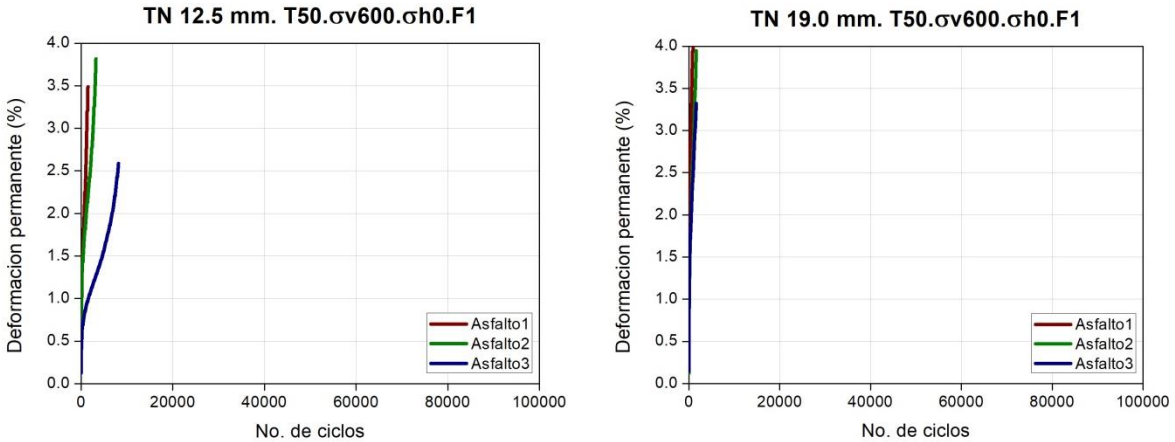


Figura 5.14 Influencia de la granulometría, T50 °C

En relación con el análisis anterior, es importante destacar que el ensayo de Compresión Axial Cíclica logra detectar de manera contundente el aporte del tipo de asfalto en la mezcla, observándose en todas las figuras. Retomando el análisis similar realizado en el Capítulo 3, con el ensayo de RCH, se obtenía un resultado similar, donde el asfalto con mayor profundidad de rodera era el A1, seguido por el A2 y finalmente el que presentaba menor rodera era el A3. Sin embargo, el comportamiento con la granulometría era totalmente opuesto. El ensayo de RCH indicaba que la granulometría con 12.5mm se deformaría en mayor magnitud que la de 19.0mm, siendo que el ensayo de CAC demuestra todo lo contrario. En este caso, se comprueba la hipótesis obtenida de los resultados en el Capítulo 1

y 2, donde el ensayo de RCH presentó siempre menores deformaciones para mezclas con tamaño nominal mayor, a diferencia del ensayo de CAC; siendo que el ensayo de RCH se ve influenciado en gran medida por el confinamiento que le brindan los moldes al espécimen, en relación con el tamaño de partícula.

Finalmente, se realiza una comparativa de las constantes del modelo para cada tamaño nominal con el mismo asfalto de referencia (A1, PG64-16). En esta, se observa que el tamaño de partícula no influye en gran medida en la constante D (influencia de la temperatura), al mostrar valores similares.

Tabla 5.3 Constantes del modelo ESSO para A1 (PG64-16)

Constantes	Gr 12.5 mm	Gr 19.0 mm
A	0.7536	1.4636
B	3.1006	2.3973
C	-0.1915	-0.0625
D	0.0877	0.0733

5.4 CONCLUSIONES

- Se comprobó una de las más recientes hipótesis respecto al Grado PG, donde se indica que la temperatura alta que se determina en el mismo no es suficiente para caracterizar la resistencia a la deformación permanente del asfalto y, por consiguiente, de la mezcla asfáltica. En este caso, se detectó que el asfalto modificado con Elvaloy presentó menores niveles de deformación —en todas las evaluaciones realizadas— en comparación con el asfalto modificado con SBS; siendo que ambos se clasifican como un PG 76.
- Los niveles de deformación se incrementan drásticamente con la temperatura, siendo que, a temperaturas muy altas, como 50 °C, las curvas de deformación prácticamente no muestran una diferencia entre las fases 1, 2 y 3. Los niveles más altos de deformación se alcanzan siempre con la condición de temperaturas altas y asfalto sin modificar.

- Las constantes del modelo (A, B, C y D) muestran tendencias en el comportamiento de los materiales.
- Se comprobó la hipótesis sobre el grado de confinamiento que le brindan los moldes al espécimen en el ensayo de RCH; donde en el ensayo de CAC se volvió a detectar —así como en el Capítulo 2— que existen discrepancias entre los niveles de deformación obtenidos en relación con la granulometría: el tamaño de la partícula influye en gran medida en el resultado de la RCH, siendo esto no siempre correcto.

CONCLUSIONES GENERALES

La presente tesis de investigación se representó en modo de libro, conteniendo 5 Capítulos, cada uno relatado y sustentado de manera independiente, pero con relación al anterior y al tema general de la investigación. En el Capítulo 1, se analizaron cuatro variables que, de acuerdo con la teoría, influyen en gran medida en el fenómeno de la deformación permanente de una mezcla asfáltica. De los resultados obtenidos se determinó que el ensayo de RCH no fue capaz de detectar las variaciones en la estructura granulométrica de la mezcla de referencia, ni las variaciones en el contenido de asfalto. Lo estudiado en dicho capítulo, son aseveraciones que discrepan de la teoría de las variables de diseño, lo que conlleva a pensar que el ensayo de RCH no es por completo, el adecuado para detectar ciertos parámetros de variación en el control de calidad de la mezcla. El ensayo de RCH no es capaz de detectar ciertas variaciones en algunos criterios de diseño de una mezcla asfáltica, como es la estructura granular y el contenido de asfalto, principalmente. Los resultados de los ensayos con distintas variaciones se mantienen dentro de un margen de ± 2 mm de la referencia, lo cual, por el tipo de ensayo, pudiera atribuirse también a la dispersión de este. Se propone utilizar el punto de inflexión en la curva de evolución de la rodera como una falla en el material; es decir, si durante los ciclos de aplicación de la rueda cargada, la mezcla llega a presentar la Fase 3 de la deformación, la mezcla podría considerarse no apta para un pavimento, pues sería susceptible a presentar desgranamientos. De acuerdo con los resultados obtenidos, se propuso realizar la evaluación en un ensayo mecánico que permita detectar la influencia de las variables en rangos relativamente pequeños, que son los rangos en que se mueven las variables en la etapa constructiva.

En el Capítulo 2 se determinó por medio de un ensayo mecánico —Compresión Axial Cíclica— si el ensayo de RCH es realmente funcional para determinar la influencia de las variables de diseño en la deformación permanente. Se concluyó que el ensayo de RCH no es capaz de detectar criterios de deformación en mezclas con tamaño nominal mayor a ¾”, pues

el confinamiento que le brindan los moldes en relación con el tamaño de partícula es imperante. Si se cuenta con un material pétreo de buena calidad y una estructura granulométrica adecuada, el ensayo rueda cargada de Hamburgo, no logra discriminar la influencia del tamaño nominal del agregado ni el tipo de ligante asfáltico utilizado. El ensayo de CAC es capaz de medir y detectar únicamente los parámetros de deformación de la mezcla (permanente y recuperable), que es su objetivo primordial; ya que, observando los resultados en comparación con la RCH, esta prueba no detectó una posible falla pérdida de cohesión del material (desgranamientos). En mezclas densas, una mezcla discontinua no precisamente va a presentar un mal desempeño a deformación permanente; se propone analizar las estructuras granulométricas por otro tipo de métodos de diseño de la estructura granular para poder contar con más criterios de aceptación o rechazo de las mismas. El criterio del cruce de 2 o más veces por la línea de máxima densidad, no es preciso en todas las ocasiones.

El Capítulo 3 se enfocó en determinar la influencia del tipo de asfalto en el ensayo de RCH, así como su comportamiento con distintas granulometrías y temperaturas de evaluación. Se comprobó una de las más recientes hipótesis respecto al Grado PG, donde se indica que la temperatura alta que se determina en el mismo no es suficiente para caracterizar la resistencia a la deformación permanente del asfalto y, por consiguiente, de la mezcla asfáltica. En este caso, se detectó que el asfalto modificado con Elvaloy presentó menores niveles de deformación —en todas las evaluaciones realizadas— en comparación con el asfalto modificado con SBS; siendo que ambos se clasifican como un PG 76.

En el Capítulo 4 se describió la aplicación del ensayo de Compresión Axial Cíclica en un modelo (ESSO) para predecir el comportamiento de la mezcla a la deformación permanente. Algunos modelos matemáticos estiman la deformación permanente por medio del inicio de la Fase 3 (NF); sin embargo, este es un parámetro complicado de determinar en mezclas asfálticas con un alto desempeño y condiciones de ensayo conservadoras; por ejemplo: buena granulometría, asfalto modificado, temperaturas bajas, bajos niveles de

solicitación, frecuencia de 10 Hz; debido a que resistirá un gran número de ciclos (> 200,000) antes de llegar a la Fase 3, lo que se traduce en un consumo excesivo de recursos (tiempo y dinero). El modelo ESSO reducido propuesto por Meunier, presenta una excelente correlación con los valores experimentales dentro de la frecuencia de referencia (1 Hz) y muy buena correlación con los valores experimentales a distintas frecuencias; sin embargo, en condiciones de ensayo conservadoras no se mantiene un buen índice de predicción en los resultados. El dominio de referencia propuesto por Meunier parece ser adecuado, debido a que en condiciones más drásticas (temperaturas altas, frecuencias bajas, niveles de carga altos) la evolución de la deformación permanente se define mejor y los resultados son más precisos.

Finalmente, en el Capítulo 5 se evaluó la aplicación del modelo ESSO en distintos materiales, así como el análisis de la influencia de estos en las condiciones del modelo. Las constantes del modelo (A, B, C y D) muestran tendencias en el comportamiento de los materiales, pudieron ser éstas útiles para comparar materiales en cuestión de desempeño relacionado con un parámetro de ensayo (temperatura, carga, frecuencia). El modelo ESSO indica ser una buena herramienta para definir la ley del comportamiento mecánico de una mezcla asfáltica a la deformación permanente.

CURRICULUM VITAE

Yelitza Ayala del Toro (12-junio-1987)
yelitzaayala@hotmail.com

Ingeniera Civil por el Tecnológico de Monterrey Campus Monterrey (2009), con Estudios de Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres por la Universidad Autónoma de Querétaro (2015).

De 2010 a 2013 colaboró en la empresa Maccaferri de México como Coordinadora del Área de Geosintéticos, especializándose en el empleo de estos materiales en las vías terrestres, y despertando su interés por esta rama de la Ingeniería Civil.

Desde 2013 se ha desempeñado dentro del Laboratorio de Asfaltos y Mezclas Asfálticas del Instituto Mexicano del Transporte, como tesista y especialista en ligantes asfálticos. Ha colaborado también, en los últimos años, con la Asociación Mexicana del Asfalto en la impartición de diversos cursos en el tema de mezclas asfálticas, así como en la capacitación y certificación de personal a nivel nacional como laboratoristas en asfaltos; actualmente coordina el Programa de Laboratorio con Reconocimiento AMAAC-IMT. Desde 2015 se ha desempeñado como Profesora de Cátedra en el Tecnológico de Monterrey Campus Querétaro, impartiendo la materia de Laboratorio de Infraestructura Vial.

Ha publicado artículos en el Congreso Mexicano del Asfalto en 2015, así como en el Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto en 2017 y 2019. De igual manera ha publicado artículos técnicos en la revista de Infraestructura Vial del LANAMME (2016), así como en la Revista Asfáltica (2017) de la Asociación Mexicana del Asfalto; todos ellos bajo la línea de investigación del desempeño mecánico de ligantes asfálticos y mezclas asfálticas a deformación permanente y fatiga. Por otro lado, ha divulgado en Publicaciones Técnicas del Instituto Mexicano del Transporte bajo los números: PT516, PT551, y PT603.

Domicilio Permanente: Prol. Constituyentes Ote #75, Fraccionamiento Zen House Habitat, El Marqués, Santiago de Querétaro, 76246

Esta tesis/disertación fue mecanografiada por Yelitza Ayala del Toro.