

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

ESTUDIO Y ANALISIS DE DESEMPEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS DENSAS
TIBIAS (MAT) PRODUCIDAS CON ADITIVOS DE ORIGEN QUIMICO Y NATURAL

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

VICTOR RAFAEL ESTRADA ESCALANTE

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2022

Dedicatoria

Dedico el presente trabajo a mi madre, quien es mi mayor fuente de fortaleza y amor a lo largo de mi vida profesional, fuente de inspiración y ejemplo para seguir cumpliendo cada una de mis metas profesionales y de vida.

A mi padre, quien me enseñó que por más dura que la vida puede ser muchas veces, lo importante es no perder la esencia y jamás olvidar quien uno es.

Agradecimientos

A mi madre, por ser la fuente más importante de fuerza y perseverancia durante el desarrollo del presente trabajo.

A mis abuelos Rafael y Luz, quienes fueron fuente importante de amor y apoyo a lo largo del trabajo. Para ellos un gran deseo, que doy gracias a Dios me haya permitido cumplírselo.

A mi familia, por siempre haber confiado en mí y apoyarme a lo largo del desarrollo del trabajo con palabras de aliento y mucha fortaleza para poder continuar.

A Pedro, por sus palabras de fuerza y apoyo constante. ¡Siempre más allá de la meta!

Al Ing. Jorge Escalante, el primer maestro de ingeniería que tuve en la vida, por su apoyo incondicional en la vida personal y profesional, por otorgarle el debido tiempo al desarrollo de este trabajo y contribuir de esta manera a que pueda tener un desenlace satisfactorio.

Al Ing. José Pablo Aguiar, por haber sido un gran maestro en el programa de maestría, y así mismo por su importante aporte humano y técnico en el desarrollo del presente trabajo.

Al Ing. Fabian Elizondo, por haber guiado y asesorado la tesis de investigación de forma oportuna, preocupándose por el desarrollo y trabajo continuo a lo largo del proceso.

A la Ing. Wendy Herencia, mi primera maestra dentro del mundo de los ligantes asfálticos y ensayos de desempeño, quien también inculcó dentro mío una preocupación por realizar buenos trabajos, bien redactados y sobre todo de fácil acceso y entendimiento.

A TDM asfaltos por haber sido mi escuela en el mundo de los asfaltos, donde pude aprender y desarrollar estudios muy importantes.

A todo el equipo de laboratorio de TDM Asfaltos, Héctor, Guillermo, Rommell, Anthony y Edgar, quienes fueron como hermanos para mí, me enseñaron y siempre contribuyeron para mi crecimiento profesional

Finalmente, a todas las personas que me apoyaron a lo largo del desarrollo del presente trabajo y no las nombré, apelo a su comprensión. Muchas gracias.

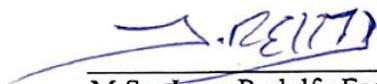
“Esta tesis fue aceptada por la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Académica en Ingeniería de Transportes y Vías.”



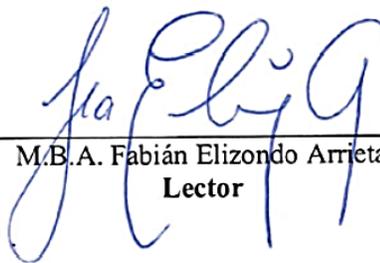
M.Sc. Henry Hernández Vega
**Representante de la Decana
Sistema de Estudios de Posgrado**



Ph.D. José Pablo Aguiar Moya
Profesor Guía



M.Sc. Jorge Rodolfo Escalante Zegarra
Lector



M.B.A. Fabián Elizondo Arrieta
Lector



M.Sc. Josué Humberto Quesada Campos
**Representante del Director
Programa de Posgrado en Ingeniería Civil**



Victor Rafael Estrada Escalante
Sustentante

Índice General

Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
Índice General.....	v
Resumen	ix
Abstract.....	x
Índice de Figuras	xi
Índice de Tablas.....	xiii
1. Introducción.....	1
1.1. Justificación	2
1.2. Problema específico.....	3
1.3. Importancia	4
1.4. Antecedentes teóricos y prácticas del problema	4
1.5. Objetivos.....	8
1.5.1. Objetivo general	8
1.5.2. Objetivos específicos.....	9
1.6. Delimitación del Problema	9
1.6.1. Alcance.....	9
1.6.2. Limitaciones	10
1.7. Descripción de la metodología a utilizar	10
1.7.1. Etapa 1: Recopilación de información bibliográfica.....	12
1.7.2. Etapa 2: Caracterización de materiales.....	12
1.7.3. Etapa 3: Diseño de Mezcla Asfáltica.....	12
1.7.4. Etapa 4: Análisis del efecto de diferentes temperaturas de mezcla y compactación en el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas propuestas	12

1.7.5.	Etapa 5: Desempeño de Mezclas Asfálticas	13
1.7.6.	Etapa 6: Análisis de resultados	13
2.	Marco Teórico	14
2.1.	Agregados	14
2.2.	Materiales bituminosos	14
2.2.1.	Ligantes asfálticos de petróleo	15
2.2.2.	Composición química del asfalto	16
2.2.3.	Relación entre Composición química y Propiedades del asfalto.....	17
2.2.4.	Envejecimiento de ligantes asfálticos de petróleo.....	18
2.2.6.	Envejecimiento por temperatura de asfaltos a largo plazo	19
2.2.7.	Determinación de Grado de Desempeño mediante el Reómetro de Corte Dinámico – AASHTO T 315-10	20
2.2.8.	Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) – AASHTO TP 70-13	22
2.2.9.	Linear amplitude sweep (LAS) para ligantes asfálticos – AASHTO TP 101 (12)	23
2.3.	Aditivos para Mezcla Asfáltica Tibia (MAT).....	27
2.3.1.	Aditivos de origen natural	27
2.3.2.	Aditivos de origen químico	27
2.3.3.	Inclusión de aditivos para MAT	28
2.4.	Mezcla Asfáltica Densas en Caliente (MAC).....	28
2.4.1.	Agregados minerales gruesos	29
2.4.2.	Agregados minerales finos	30
2.4.3.	Polvo mineral, Relleno mineral o Filler	31
2.4.4.	Gradación de agregados para mezcla	31
2.4.5.	Ligante asfáltico en mezcla asfáltica	32
2.4.6.	Diseño de mezcla mediante metodología Marshall.....	32

2.4.7.	Mezcla Asfáltica Tibia (MAT).....	32
2.4.8.	Principales beneficios de las Mezclas Asfálticas Tibias (MAT)	33
2.4.9.	Desempeño de Mezclas Asfálticas Densas.....	35
2.4.10.	Resistencia Retenida por Tracción Indirecta (RRTI) - AASHTO T 283-14 35	
2.4.11.	Resistencia a la Deformación Permanente – AASHTO T 324-14.....	36
2.4.12.	Resistencia al agrietamiento por Fatiga – AASHTO T 321-14	37
3.	Descripción general de la investigación	38
3.1.	Agregado Mineral	38
3.2.	Ligante asfáltico de petróleo.....	40
3.3.	Aditivos para Mezclas tibias.....	42
3.4.	Diseño de Mezcla asfáltica densa	45
3.5.	Estudios y análisis sobre las mezclas asfálticas estudiadas	49
3.5.1.	Análisis del efecto de la temperatura de mezcla y compactación sobre el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas.	49
3.6.	Estudios y análisis de Desempeño de Ligantes asfálticos	53
3.7.	Estudios y análisis de Desempeño de mezclas asfálticas estudiadas.....	57
3.7.1.	Análisis de Resistencia al agrietamiento por humedad inducida (AASHTO T 283-13) 58	
3.7.2.	Análisis de Resistencia a la deformación permanente (AASHTO T 324-14) 59	
3.7.3.	Análisis de Resistencia al agrietamiento por fatiga (AASHTO T 321-14 62	
4.	Análisis de resultados	65
4.1.	Primera etapa: Análisis y caracterización completa de ligantes asfálticos y análisis del efecto de diferentes temperaturas de mezcla y compactación en el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas propuestas	65
4.2.	Segunda etapa: Análisis de desempeño de Mezclas asfálticas	81

5.	Conclusiones y recomendaciones.....	89
5.1.	Conclusiones.....	89
5.2.	Recomendaciones.....	92
6.	Futuras líneas de investigación.....	93
7.	Referencias bibliográficas.....	94
8.	Anexos.....	102

Resumen

Dentro del mundo de las mezclas asfálticas, el desempeño siempre debe ser prioridad. A lo largo de los años y con el avance de las tecnologías, se han venido desarrollando mejores tipos de mezclas asfálticas, pero no siempre se han tomado en cuenta aspectos ambientales y relacionados con la salud, convirtiéndolos en una preocupación importante en la actualidad, cuando los aspectos de sostenibilidad son de gran relevancia en cualquier industria.

Las mezclas asfálticas tibias se presentan como una potencial opción y solución frente a este tipo de impactos, ya que se consideran tecnologías amigables con el medio ambiente o también llamadas tecnologías verdes. Dentro de sus principales características resalta el menor requerimiento de temperatura para procesos de mezcla y compactación, la reducción de emisiones de gases de efecto invernadero, reducción de emisiones de gases carcinógenos para el ser humano y la optimización en el consumo de combustibles fósiles (recurso no renovable y de alto valor económico) y que, además, potencializan su uso para procesos de reciclado y admiten el empleo de mayores cantidades de RAP en mezcla.

En cuanto al ligante asfáltico, sus características físicas y reológicas no se ven afectadas de manera negativa, al contrario, se observan beneficios asociados. A nivel de mezcla asfáltica, se conservan y mejoran las propiedades mecánicas y de desempeño que se pueden potencializar aún más, si el ligante asfáltico posee algún tipo de modificación, por ejemplo: modificación con polímeros.

El principal objetivo de la tesis fue analizar el desempeño de las mezclas asfálticas tibias donde se emplearon cuatro aditivos químicos de 3era generación y una propuesta de un aditivo natural con base en aceite de palma. La valoración de propiedades de los ligantes asfálticos aditivados se realizó por medio del análisis de sus parámetros reológicos (PG, RTFOT, PAV, BBR, MSCR y LAS). A nivel de mezcla asfáltica el proceso de valoración se realizó en dos etapas. En la primera se analizaron las propiedades volumétricas y contenidos de vacíos en los diferentes tipos de mezcla asfáltica tibia, posterior al proceso de compactación con tres temperaturas de arranque de proceso (120°C, 130°C y 150°C) y la segunda etapa de valoración contempló estudios de desempeño a nivel de resistencia retenida a la tracción indirecta con humedad inducida, resistencia a deformaciones permanentes mediante la Rueda de Hamburgo y la vida a la fatiga por flexo tracción en viga de 4 puntos.

En conclusión, la investigación propone resaltar los beneficios que trae consigo esta tecnología: a nivel de ligante asfáltico se mejoró el desempeño tanto a alta como a baja temperatura y a nivel de mezcla asfáltica, se mejoraron las propiedades volumétricas aun empleando menores temperaturas en el proceso, se potencializó la conservación de resistencia posterior a procesos severos de saturación, congelamiento y descongelamiento, obteniendo mejores valores de resistencia retenida y resistencia a la humedad inducida, se mejoró la resistencia a ahuellamientos y se afectó positivamente el comportamiento de la mezcla frente a aplicaciones de ciclos de carga repetitivos, mejorando de esta forma, la resistencia a la fatiga.

Palabras clave: Mezcla asfáltica tibia, aditivo, volumetría, desempeño, tecnologías verdes.

Abstract

Within the world of asphalt mixtures, performance has always been a priority. Over the years technologies development allow to get better types of asphalt mixtures, but environmental preservation and health care were left aside, making them an important topic to focus in.

Warm mix asphalt (WMA) is presented as a potential option and solution against this type of impact, since they are considered as an environmentally friendly technology or “Green technology”. The lower temperature requirement for mixing and compaction processes stands out, the reduction of greenhouse gas emissions, the reduction of carcinogenic gas emissions and the optimization of fuels consumption (non-renewable resource with high economic value), in addition, WMA potentiate its use for recycling processes and allow the use of greater amounts of RAP.

Regarding the asphalt binder, physical and rheological properties are preserved, instead many benefits are generated. For asphalt mixture, WMA preserves and improves its mechanical properties and performance. These benefits can be further enhanced if the asphalt binder has some type of modification, for example, use of polymers.

The main objective of the thesis is to analyze the performance of WMA, where four 3rd generation chemical additives and one natural additive based on palm oil were used. The assessment of the properties for asphalt binders will be through the analysis of their rheological parameters (PG, RTFOT, PAV, BBR, MSCR and LAS); for asphalt mixture, the assessment process will be carried out in two stages, at first, volumetric properties and void contents will be analyzed after compaction process at three starting temperatures (120°C, 130°C and 150°C) and the second stage, contemplates performance analysis for Tensile strength ratio (TSR) with moisture induced, rut resistance by means of the Hamburg Wheel Tracking Test and Fatigue life by repeated flexural bending.

In conclusion, the research proposes to highlight the benefits of this technology: for asphalt binder, performance was improved at both high and low temperatures and for asphalt mixture, volumetric properties were improved even by using lower temperatures in the processes, conservation of strength after severe saturation, freezing and thawing processes, higher Tensile Strength Ratio values were obtained, rut resistance were also improved and fatigue life were extended.

Keywords: Warm mix asphalt, additive, volumetric properties, performance, green technologies.

Índice de Figuras

Figura 1. Metodología propuesta para el desarrollo de la investigación.	11
Figura 2. Configuración de movimientos de platos de DSR.	21
Figura 3. Relación de Esfuerzo-Deformación del ligante asfáltico dentro del DSR.....	22
Figura 4. Ejemplo de la respuesta de un ligante asfáltico a cargas repetidas.	23
Figura 5. Datos de barrido de frecuencias. (AASHTO TP 101, 2012).	25
Figura 6. Esquema de carga para ensayo de barrido de amplitud. (AASHTO TP 101, 2012).	25
Figura 7. Agregado mineral empleado para la investigación.	38
Figura 8. Confitillo dentro de las mallas de análisis granulométrico.	39
Figura 9. Ensayo de Penetración para ligantes asfálticos.	41
Figura 10. Aditivos Warm mix de origen químico.	42
Figura 11. Aditivo Warm mix de origen natural.	43
Figura 12. Calentamiento a alta temperatura de muestra de aceite de palma.	43
Figura 13. Ensayo de Viscosidad Saybolt Furol para Aceite crudo de palma.	44
Figura 14. Distribución granulométrica de los agregados de diseño por mallas.	47
Figura 15. Distribución granulométrica gráfica de los agregados de diseño.	47
Figura 16. Proceso de Diseño por metodología Marshall.	48
Figura 17. Compresión de especímenes en prensa Marshall.	49
Figura 18. Proceso de mezclado con control de temperatura en mezcla.	50
Figura 19. Carta de viscosidad-temperatura para ligante asfáltico PEN60/70.	51
Figura 20. Compactador giratorio Superpave empleado en la investigación.	52
Figura 21. Grupo de especímenes producidos a las 3 temperaturas.	52
Figura 22. Especímenes sumergidos a 25°C para ensayo de densidad.	53
Figura 23. Viscosímetro rotacional Brookfield.	54
Figura 24. Cinco especímenes para ensayo de penetración.	55
Figura 25. Preparación de especímenes para DSR.	56
Figura 26. Proceso de caracterización de ligante en DSR y muestras RTFOT.	56
Figura 27. Resultados de viscosidad de ligantes sin envejecimiento.	67
Figura 28. Resultados de PG para ligantes sin envejecimiento.	67
Figura 29. Resultados de PG para ligantes envejecidos en horno RTFO.	69

Figura 30. Resultados de Jnr 3.200 KPa del ensayo de MSCR.....	70
Figura 31. Resultados de PG para ligantes envejecidos en horno RTFO y PAV.....	72
Figura 32. Resultados de LAS en ligantes asfálticos a 2.5% de deformación.	74
Figura 33. Resultados de LAS en ligantes asfálticos a 5% de deformación.	74
Figura 34. Resultados de LAS en ligantes asfálticos a 10% de deformación.	74
Figura 35. Resultados de rigidez (S) de ligantes asfálticos en BBR.	75
Figura 36. Resultados de pendiente (m) de ligantes asfálticos en BBR.....	76
Figura 37. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas con temperatura de arranque a 150°C	78
Figura 38. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas con temperatura de arranque a 130°C	79
Figura 39. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas con temperatura de arranque a 120°C	80
Figura 40. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas en las 3 temperaturas.....	80
Figura 41. Comparativo de RTI de mezclas asfálticas estudiadas.	82
Figura 42. Resultados de TSR para las mezclas asfálticas estudiadas.	83
Figura 43. Curvas de ahuellamiento de las mezclas asfálticas estudiadas.	85
Figura 44. Especímenes de mezcla con AP (0.5%) después del ensayo de Rueda de Hamburgo.	86
Figura 45. Curvas de Wöhler para análisis de fatiga en mezclas asfálticas de estudio.	88

Índice de Tablas

Tabla 1. Especificaciones para el ensayo de MSCR.	23
Tabla 2. Gradaciones para mezcla de agregados según ASTM D 3515. (ASTM, 2001)....	31
Tabla 3. Caracterización física de agregado grueso.	39
Tabla 4. Caracterización física de agregado fino.	40
Tabla 5. Caracterización de ligante asfáltico PEN 60/70.	41
Tabla 6. Experimentación Aceite de palma a altas temperaturas	44
Tabla 7. Ensayo Viscosidad Saybolt Furol para Aceite crudo de Palma.	44
Tabla 8. Gradaciones ASTM D 3515 para mezclas asfálticas densas. (ASTM, 2001).	45
Tabla 9. Características finales de la mezcla asfáltica a 75 golpes Marshall.	48
Tabla 10. Resultados de ensayo de Viscosidad Rotacional Brookfield.....	54
Tabla 11. Resultados de ensayo de Penetración de ligantes con aceite de palma.	55
Tabla 12. Especificaciones para Rueda de Hamburgo, Texas DOT.	60
Tabla 13. Especificaciones para Rueda de Hamburgo, Illinois DOT.....	60
Tabla 14. Especificaciones para Rueda de Hamburgo, California DOT.....	61
Tabla 15. Propuesta de especificaciones para Rueda de Hamburgo en Perú (EG-2013, 2014).	62
Tabla 16. Propuesta de especificaciones para Rueda de Hamburgo en Costa Rica (CR-2020, 2021).....	62
Tabla 17. Especificaciones para vida a la fatiga (CR-2020, 2021).	64
Tabla 18. Resultados de caracterización de ligantes asfálticos en estado original de envejecimiento.....	66
Tabla 19. Resultados de caracterización de ligantes asfálticos envejecidos en horno RTFO.	68
Tabla 20. Resultados de caracterización de ligantes asfálticos envejecidos en horno PAV.	71
Tabla 21. Volumetría de mezclas asfálticas con temperatura de arranque de 120°C.....	77
Tabla 22. Volumetría de mezclas asfálticas con temperatura de arranque de 130°C.....	77
Tabla 23. Volumetría de mezclas asfálticas con temperatura de arranque de 150°C.....	77
Tabla 24. Resultados de Resistencia retenida a tracción indirecta y TSR% en las mezclas asfálticas.	81

Tabla 25. Resultados de Resistencia a la deformación permanente por medio de la Rueda de Hamburgo	84
Tabla 26. Resultados de Resistencia al agrietamiento por fatiga mediante flexo-tracción en viga de 4 puntos.....	87



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

SEP Sistema de
Estudios de Posgrado

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

Yo, Víctor Rafael Estrada Escalante, con cédula de identidad 160400383809, en mi condición de autor del TFG titulado Estudio y Análisis de Desempeño de Mezclas Asfálticas Densas Tibias Producidas con Aditivos de Origen Químico

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

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

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

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

FIRMA ESTUDIANTE

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

1. Introducción

Las mezclas asfálticas involucran la utilización de agregados minerales quienes se encargarán de formar el esqueleto mineral de la mezcla, el ligante asfáltico de petróleo el mismo que puede ser de naturaleza convencional, aditivado o modificado y polvo llenante o filler mineral que contribuya a la densificación de la mezcla asfáltica.

Una mezcla asfáltica tibia, es clasificada como densa debido al contenido de vacíos que posee, normalmente suelen estar entre 3.0% a 5.0% una vez compactadas (sujeto a especificación). Este tipo de mezclas asfálticas poseen características muy parecidas a las convencionalmente conocidas como mezclas asfálticas en caliente, ya que esta nueva tecnología trata de conservar y quizás contribuir a una mejoría de las propiedades volumétricas y también las atribuidas al desempeño en mezclas asfálticas.

La tecnología de las mezclas asfálticas tibias, debido al empleo de aditivos de mezcla tibia para su producción generan posibles beneficios desde etapas muy tempranas como el mezclado, puesto que aporta posible mejoría en cuanto a trabajabilidad y manejabilidad de la mezcla. Además, hace posible el empleo de menores temperaturas para procesos de mezclado y compactación, traduciéndose como una ventana de tiempo más amplia para este tipo de procesos.

El empleo de menores temperaturas de mezclado y compactación, además de las posibles mejorías en adhesividad que le otorgaría a la mezcla, trae consigo posibles beneficios a nivel ambiental, económico y cuidados de la salud para los que apliquen esta tecnología. Al necesitar menores temperaturas es muy probable que se disminuya y optimice el empleo de combustibles fósiles (recurso no renovable y de alto costo), a menores temperaturas existe menores emisiones de humo y vapores tóxicos desde la mezcla asfáltica mientras es extendida en la zona de proyecto. También se toma en cuenta que contribuye en salvaguardar la salud del personal que aplica la mezcla asfáltica tibia puesto que se disminuye la exposición del equipo de trabajo a gases tóxicos y temperaturas elevadas.

Una vez materializado el Protocolo de Kioto en el año 1997, que sostiene un acuerdo internacional de 37 países y la Unión Europea con el objetivo de reducir las emisiones de

seis gases de efecto invernadero, la tendencia de las tecnologías verdes se vieron repotenciadas y tomaron mayor auge. Este tipo de mezclas asfálticas son parte de ese tipo de ciencia, puesto que cuida la parte ambiental desde la optimización y disminución de uso de combustibles fósiles y se disminuyen las emisiones de gases tóxicos desde la mezcla asfáltica hacia la atmosfera. Además, este tipo de mezcla asfáltica también provee mayores tiempos disponibles para poder extender y compactar la mezcla en la zona de proyecto, hace posible este tipo de trabajo con exposición a temperaturas más bajas, con mayor presencia de vientos, entre otros.

Esta investigación pretende analizar el comportamiento volumétrico, mecánico y de desempeño de este tipo de mezclas asfálticas tibias, se pretende analizar las resistencias de este tipo de mezcla frente a agrietamientos desprendimientos por humedad inducida, deformaciones permanentes y agrietamiento por fatiga. Además, se analizará la influencia del uso de los aditivos de mezcla tibia sobre el ligante asfáltico de petróleo que se empleará en la mezcla, se estudiarán sus comportamientos mecánicos y reológicos frente a un ligante asfáltico convencional (ligante patrón de comparación), se analizará el comportamiento volumétrico (sobre todo los contenidos de vacíos) de las mezclas tibias frente a una mezcla en caliente (mezcla patrón de comparación) variando las temperaturas de inicio de mezclado y compactación en tres puntos (150°C, 130°C y 120°C), entre otros.

Es de gran importancia realizar estudios sobre este tipo de tecnologías que además de plantear un tipo de solución muy similar a los convencionales, traen consigo posibles beneficios en las propiedades físicas y mecánicas, a nivel económico y sobre todo medio ambiental.

1.1. Justificación

Hoy en día existe una gran preocupación a nivel mundial por el impacto de la sociedad en el medio ambiente, lo que conlleva a la regulación de gases de efecto invernadero. Esta corriente de cuidado del medio ambiente no es ajena para la industria del asfalto, por ello en las últimas décadas se desarrolló la tecnología de las mezclas tibias, que hace posible la producción y compactación de las mezclas asfálticas a menor temperatura disminuyendo los gases orgánicos volátiles durante su producción y colocación. Lo

anterior garantizando la densidad de compactación de la mezcla a temperaturas de 30°C por debajo de la temperatura de compactación de una mezcla convencional.

Las mezclas asfálticas tibias (MAT), al igual que las producidas en caliente (MAC), forman parte del grupo de las capas superficiales del paquete estructural de los pavimentos flexibles que a su vez deben asegurar buenas propiedades físicas, mecánicas y de desempeño. Al ser una opción que se realiza a menores temperaturas y por tanto con menores emisiones de gases contaminantes, se traduce como una tecnología que consume menos energía, más segura para el personal que la maneja y amigable con el medio ambiente.

Considerando que a menores temperaturas la velocidad de enfriamiento es menor, las MAT proporcionan una ventana de trabajo más amplia haciendo posible trabajar con tiempos de transporte más largos, bajo condiciones climáticas críticas (bajas temperaturas y presencia de vientos fríos), proporcionando al constructor mayor tiempo para realizar trabajos de esparcido y compactación de la mezcla.

En Costa Rica las MAT no forman parte del común de opciones para trabajos de pavimentación, tomando en cuenta que esta tecnología conserva las propiedades de una mezcla asfáltica en caliente convencional y además ofrece posibles beneficios volumétricos, mecánicos, de desempeño y ambientales.

1.2. Problema específico

En Costa Rica, alrededor de 8796 km de carretera están construidos con pavimento flexible y 568.61 km con pavimento rígido (Coto, 2016). Por tanto, se estima que al menos el 90% de la red vial nacional pavimentada costarricense está conformada por pavimentos de concreto asfáltico. Este dato refleja el nivel de uso y preferencia de las mezclas asfálticas en la construcción de carreteras.

En la actualidad, los organismos de transportes y comunicaciones de los países en el mundo buscan la manera de construir vías más duraderas, resistentes, sostenibles y con el mínimo impacto ambiental posible. Por ello, esta investigación presenta a las MAT como una opción que satisfará las expectativas de quienes las empleen, con propiedades físicas, mecánicas y de desempeño óptimas, con mejor adherencia entre agregado mineral

– ligante asfáltico, mejor resistencia a la humedad inducida, menores temperaturas de mezclado y compactación, menores emisiones de gases contaminantes al momento de extender la mezcla y compactarla, menor impacto en la salud de quienes la operan y amigable con el medio ambiente.

1.3. Importancia

En los pavimentos flexibles, las superficies de rodadura son conformadas en su gran mayoría por mezclas asfálticas en caliente, estas deben ofrecer propiedades volumétricas determinadas, contenidos de vacíos adecuados una vez compactadas, buena resistencia a aplicaciones de carga, resistencia a daños por humedad inducida, resistencia a las deformaciones permanentes y resistencia al fisuramiento por fatiga, que determinarán su desempeño.

La producción de las mezclas asfálticas en caliente, como su nombre lo indica, comprometen el uso de cantidades importantes de combustibles fósiles, con el fin de alcanzar temperaturas de producción entre 145°C – 170°C (asfaltos de baja viscosidad – asfaltos de alta viscosidad o modificados con polímero). Además, al momento de extender la mezcla asfáltica en obra se emiten gases contaminantes de efecto invernadero, atentando contra la salud de quienes la aplican como al medio ambiente de manera directa.

El presente proyecto busca proponer un nuevo tipo de mezcla asfáltica para su utilización como superficie de rodadura o capa intermedia, ya que además de contar con propiedades volumétricas muy parecidas a la de una mezcla asfáltica en caliente, posee posibles mejoras en cuanto a resistencia a la falla por humedad inducida, emplea menores temperaturas de producción y compactación, desempeño superior a una mezcla convencional, menores emisiones de gases contaminantes al medio ambiente, entre otros.

1.4. Antecedentes teóricos y prácticas del problema

En la búsqueda del estado del arte vinculada a las MAT, se corroboró que en el mundo la mayor influencia y generación de información se generó en los Estados Unidos de América. Diversas opciones de aditivos para MAT fueron analizadas y estudiadas, de los

cuales resaltan aditivos con base en zeolitas sintéticas, ceras sintéticas, componentes silánicos, aminas, entre otros.

Entre los estudios que se destacan como representativos y análogos a la investigación, se resaltan los siguientes:

Hurley y Prowell (2005), presentaron un reporte técnico sobre el uso del aditivo para MAT denominado Sasobit® con base en ceras sintéticas de cadena larga Fischer-Tropsch, empleándolo de manera diluida en el ligante asfáltico. Los resultados muestran que la adición del aditivo Sasobit®, mejora las propiedades de compactación de las mezclas asfálticas haciéndola viable hasta una temperatura de 88°C (190°F), no afecta el Módulo Resiliente de las mezclas asfálticas ni incrementa el potencial de ahuellamiento y no registra ganancia de resistencia con el tiempo. Sin embargo, se estima que mientras más baja sea la temperatura de compactación de mezclas asfálticas con Sasobit® u otro aditivo para MAT análogo puede incrementarse el potencial de daño por humedad. Los investigadores indican que el aditivo Sasobit® se muestra como una opción utilizable que reduce las temperaturas de mezclado y compactación, por ende, se espera que reduzca la utilización de combustibles fósiles, reduzca emisiones, amplíe la ventana de trabajo y facilita ciertas aplicaciones especiales, como en aeropuertos que exigen aperturas del tránsito más rápidas.

Hurley y Prowell (2005), presentaron un reporte técnico sobre la utilización del aditivo para MAT denominado Aspha-min® con base en Zeolitas sintéticas (silicato aluminico hidratado). Posterior al análisis y estudio de las MAT con Aspha-min® los investigadores determinaron que, se mejora la compactibilidad de las mezclas asfálticas hasta una temperatura de 88°C (190°F), no afecta el Módulo Resiliente de la mezcla asfáltica, no incrementa el potencial de ahuellamiento, no se evidencia alguna ganancia de resistencia en el tiempo con la inclusión de Aspha-min®. Los investigadores establecen que mientras más baja sea la temperatura de compactación de las mezclas asfálticas con Aspha-min® puede incrementarse el potencial de daño por humedad y puede ser analizado a través del ensayo de Tensile Strength Ratio (TSR) y el ensayo de rueda de Hamburgo. Así mismo, la adición de cal hidratada puede mitigar este efecto. Hurley y Prowell (2005) indican que se realizó un tramo de prueba en Orlando (Florida) donde se evidenció una

disminución de 20°C aproximadamente en la temperatura de inicio de compactación, pasado un año de aplicada la mezcla asfáltica con Aspha-min se realizaron extracciones de núcleos en los que no se evidenciaron daños por humedad inducida, por lo cual concluyen en que el aditivo Aspha-min® es una opción utilizable, que además reduce las temperaturas de mezcla y compactación traduciéndose en menores costos para combustibles fósiles y menores emisiones.

Hurley y Prowell (2006), presentaron otro reporte técnico sobre la utilización del aditivo para MAT denominado Evotherm® (2da generación) desarrollado por la MeadWestvaco Inc. Este aditivo podría permitir emplear contenidos menores de ligante asfáltico en las mezclas, aunque los investigadores recomiendan que la elección y determinación de contenido óptimo de ligante asfáltico en mezcla se realice de manera convencional (según diseño) y posteriormente agregarle el aditivo Evotherm® (2da generación) en el ligante. Hurley y Prowell encontraron que la utilización del aditivo Evotherm® (2da generación) mejora la compactabilidad de las mezclas asfálticas hasta una temperatura de 88°C (190°F). Estadísticamente este aditivo no afecta el Módulo Resiliente ni incrementa el potencial de ahuellamiento en las mezclas asfálticas, no se evidencia ganancia de resistencia a lo largo del tiempo con el uso del aditivo en cuestión, se puede abrir más rápidamente al tráfico y puesta en servicio, mientras más bajas sean las temperaturas utilizadas en la producción de mezcla asfáltica con Evotherm® (2da generación) o algún otro aditivo MAT posiblemente se incremente el potencial de falla por humedad inducida. Los investigadores alegan que el aditivo Evotherm® (2da generación) posee un comportamiento totalmente viable para su utilización en mezcla, además que reduce las temperaturas de mezcla y compactación traduciendo este efecto en menores costos por combustibles fósiles, menores emisiones y una ventana de trabajo más amplia.

Prowell, Hurley y Crews (2006), presentaron un informe de investigación sobre la evaluación de desempeño en campo de MAT en el Centro Nacional de Tecnología del Asfalto (NCAT, por sus siglas en inglés). Las mezclas asfálticas fueron producidas utilizando el aditivo WMA denominado Evotherm® (2da generación), se construyeron 3 tramos de prueba teniendo 2 de ellos conformados por MAT y una de control con mezcla asfáltica en caliente convencional (MAC). Los investigadores resaltan que las capas de

rodadura con MAT presentaban valores de densidad iguales o mayores que la de MAC. Las temperaturas de trabajo fueron reducidas desde 8°C hasta 42°C (15°F hasta 75°F), con mezclas producidas con ligantes PG 67-22 los ensayos de susceptibilidad al ahuellamiento en laboratorio indican que ambos tipos de mezcla asfáltica poseen desempeños similares, los ensayos de laboratorio indican un incremento del potencial de falla por humedad inducida para la MAT. Los dos tramos de prueba con MAT y el realizado con MAC mostraron excelentes resistencias a la deformación permanente luego de la aplicación de 515,333 ejes equivalentes de carga durante 43 días. Uno de los tramos con MAT fue aperturado rápidamente al tránsito y puesta en servicio, mostrando buenos resultados en desempeño.

Kuang (2012), dentro de su investigación de graduación de maestría en ciencia afirma que la tecnología de mezclas asfálticas tibias con Evotherm 3G es una opción eficiente para reducir emisiones de gases y conservar energía en la industria del asfalto. Además, afirma que el Evotherm 3G es un aditivo de tercera generación dentro de la tecnología Evotherm de naturaleza química capaz de reducir las temperaturas de mezclado entre 33-45°C por medio de la adición directa en el ligante asfáltico. Esta nueva generación de aditivos de mezcla tibia llamó mucho la atención dentro de la industria debido a los beneficios con respecto a la susceptibilidad a la humedad. El estudio se basó en el análisis del Índice de fuerza de compactación (CFI) y el Índice de Fuerza de Tráfico (TFI) con el fin de analizar la estabilidad de las mezclas asfálticas producidas, además se analizaron aspectos como el Esfuerzo Indirecto a Tensión (ITS), Modulo Dinámico de mezclas y la Rueda de Hamburgo. Dentro de los resultados obtenidos se pudo observar que el CFI y el TFI no se ven afectados por el uso de los aditivos Evotherm 3G traduciendo estos resultados en que la capacidad al corte se conserva. De los contenidos estudiados de 0%, 0.5% y 1.0% de aditivo Evotherm 3G se pudo verificar que no existe influencia significativa entre los contenidos de 0.5% y 1.0% por lo cual se estableció como contenido apropiado el 0.5%, mediante el ITS y el ensayo de TSR (Tensile Strength Ratio) se pudo observar que los aditivos Evotherm 3G contribuyen en la obtención de mejores resultados. Dentro de los resultados de E^* se documentó que ciertos ciclos de congelamiento y descongelamiento pueden producir aumentos en los valores de E^* gracias a la adición de Evotherm en la mezcla asfáltica, los especímenes aditivados con

Evotherm 3G no sufrieron daños por humedad inducida dentro del ensayo de Rueda de Hamburgo. Además, se obtuvieron mejores resultados de resistencia a la deformación permanente de los especímenes aditivados con Evotherm 3G frente a los no aditivados.

Yang X., You Z., Hasan M., Diab A., Shao H., Chen S. y Ge D. (2017) realizaron una investigación de mezclas asfálticas tibias con Evotherm de tercera generación con empleo de Polvo de neumático (CR, por sus siglas en inglés). El grupo de investigadores analizó una batería de especímenes producidos en laboratorio y otros extraídos de campo, además se consideraron mezclas asfálticas producidas en caliente como patrones de comparación. Se analizó el desempeño ambiental por medio de ahorro de asfalto virgen, conservación de combustibles fósiles y reducción de emisiones. Así mismo, el desempeño mecánico se analizó mediante resistencia indirecta a tensión y susceptibilidad a la humedad, resistencia al ahuellamiento, resistencia al desprendimiento de agregados por humedad inducida, resistencia a la fatiga y desempeño a bajas temperaturas. De la investigación se obtuvo que el ahorro u optimización del asfalto virgen fue hasta un 5.8% comparado al patrón, el ahorro en combustibles fósiles hasta en un 13.0% y así mismo una reducción en las emisiones. Para el desempeño mecánico, se obtuvo que la mezcla aditivada con Evotherm y la mezcla patrón poseen una resistencia al ahuellamiento y desempeño a bajas temperaturas equivalentes. La mezcla asfáltica aditivada con Evotherm posee una mejor resistencia a la fatiga y resistencia al daño por humedad, posee mejores resultados en el ensayo de TSR (Tensile Strength Ratio). Por último, los investigadores indican que los resultados obtenidos del ensayo TSR y de la Rueda de Hamburgo (utilizado para el análisis de la resistencia al ahuellamiento y resistencia a la humedad inducida a la vez) no siempre se relacionan perfectamente.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

- Estudiar y analizar el desempeño de mezclas asfálticas tibias (MAT) producidas con aditivos de origen químico o natural por medio de ensayos de desempeño contempladas en la metodología Superpave.

1.5.2. Objetivos específicos

- Analizar los efectos de la inclusión de aditivos de mezcla tibia de origen químico o natural en el ligante asfáltico utilizado para cada una de las mezclas asfálticas, mediante la determinación de Grado de Desempeño (PG, por sus siglas en ingles).
- Analizar las propiedades volumétricas de cada una de las mezclas asfálticas tibias y de la mezcla asfáltica patrón dentro del proceso de diseño Marshall (AASHTO T 225).
- Evaluar el efecto de diferentes temperaturas de mezcla y compactación (150°C, 130°C y 120°C) en las mezclas asfálticas tibias y la mezcla asfáltica patrón, tomando en cuenta contenidos de vacíos aceptables acorde a especificación técnica.
- Analizar la Resistencia a la falla por humedad inducida y los valores de Resistencia Retenida por Tracción Indirecta (RRTI) para las mezclas asfálticas tibias y la mezcla asfáltica patrón, mediante el ensayo de Tracción indirecta retenida (AASHTO T 283).
- Analizar la Resistencia a la deformación permanente para las mezclas asfáltica tibias y la mezcla asfáltica patrón mediante el ensayo de Rueda de Hamburgo (AASHTO T 324).
- Analizar la Resistencia al agrietamiento por fatiga para las mezclas asfálticas tibias y la mezcla asfáltica patrón mediante el ensayo de Vida a la Fatiga por flexo-tracción en viga de cuatro puntos (AASHTO T 321).

1.6. Delimitación del Problema

1.6.1. Alcance

La investigación analizó y estudió la influencia del empleo de 5 aditivos de mezcla tibia (4 aditivos de origen químico y 1 propuesto de origen natural) los cuales fueron comparados con una mezcla asfáltica patrón que fue producida en caliente.

Se realizaron análisis volumétricos y de comportamiento de las mezclas en diferentes temperaturas dentro de los procesos de mezclado y compactación en laboratorio.

Se analizó el desempeño de cada una de las mezclas asfálticas una vez compactadas, específicamente se realizaron pruebas para determinar la Resistencia a la humedad

inducida, Resistencia a la deformación permanente y Resistencia al agrietamiento por fatiga para cada una de las mezclas asfálticas consideradas en el estudio.

1.6.2. Limitaciones

Las pruebas y análisis de laboratorio fueron realizados en la ciudad de Lima, Perú a una altitud promedio de 10.0 m.s.n.m.

La mezcla asfáltica patrón y las mezclas asfálticas tibias fueron producidas empleando agregados minerales peruanos de la cantera Crushing ubicada en el distrito de Lurín en la ciudad de Lima. El ligante asfáltico base empleado para las mezclas asfálticas es de origen peruano proveniente de la refinería Repsol, los aditivos de mezcla tibia de origen químico (4 aditivos): son de origen americano (2), indio (1) e italiano (1). Para el caso del aditivo de mezcla tibia propuesto de origen natural se utilizó un aditivo con base en el aceite crudo de palma de Costa Rica.

1.7. Descripción de la metodología a utilizar

La metodología utilizada para el desarrollo de la investigación se muestra en la

Figura 1.

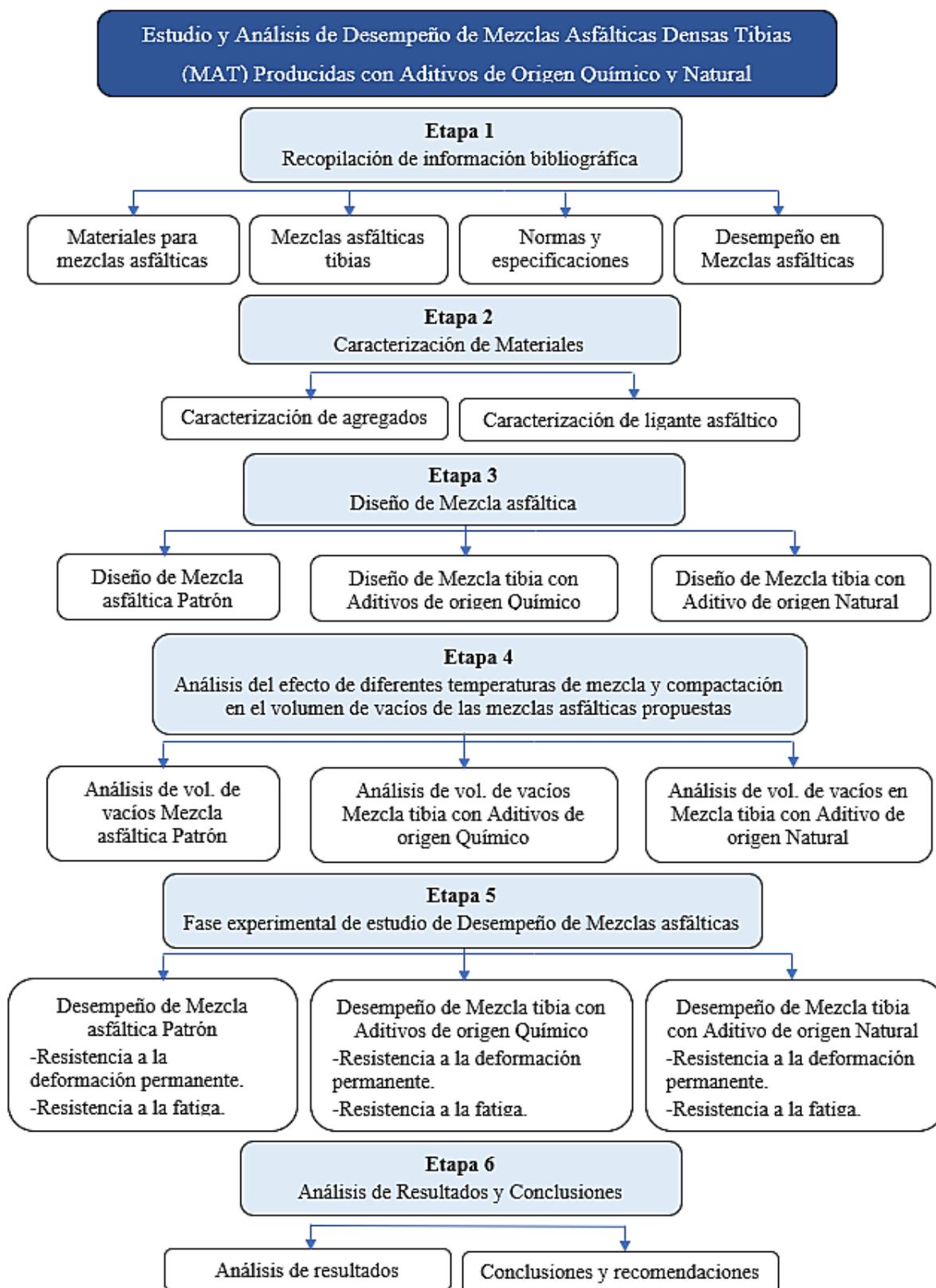


Figura 1. Metodología propuesta para el desarrollo de la investigación.

1.7.1. Etapa 1: Recopilación de información bibliográfica.

Esta primera etapa consistió en la recopilación de información sobre el estado del arte de las mezclas asfálticas densas tibias, su metodología de diseño, metodologías para el análisis de volumetría para estos tipos de mezcla, metodología de estudio y análisis de desempeño para este tipo de mezclas, análisis y estudio de los posibles beneficios que trae consigo el empleo de esta nueva tecnología, entre otros, recurriendo a normativas internacionales vigentes, literatura científica afín, investigaciones dentro del campo y pruebas de laboratorio.

1.7.2. Etapa 2: Caracterización de materiales.

Dentro de esta etapa se realizó la caracterización de las propiedades y características físicas de los agregados minerales que formaron parte de la mezcla asfáltica, así mismo, se realizó la caracterización de las propiedades físicas y reológicas del ligante asfáltico empleado para la producción de las diferentes mezclas asfálticas, esto quiere decir, el ligante asfáltico patrón y los ligantes asfálticos aditivados con los productos de origen químico y natural.

1.7.3. Etapa 3: Diseño de Mezcla Asfáltica

En la tercera etapa se realizó el diseño de mezcla para la mezcla asfáltica patrón. Para los diseños de mezcla con aditivos, primeramente, fue necesario aditivar el ligante asfáltico con base en las recomendaciones de los fabricantes. Posterior al proceso de aditivación en las proporciones recomendadas por los fabricantes se realizó el diseño de mezcla para cada uno de los aditivos utilizados. Teniendo así un total de 6 diseños de mezcla, un diseño de mezcla patrón y cinco diseños de mezcla con aditivo.

1.7.4. Etapa 4: Análisis del efecto de diferentes temperaturas de mezcla y compactación en el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas propuestas.

Una vez que se contó con los diseños de mezcla para cada una de las mezclas asfálticas propuestas en la investigación, se fabricaron especímenes cilíndricos para cada una de ellas, con el fin de que en la etapa 4 se analizarán y estudiarán los contenidos de vacíos para los especímenes producidos con cada uno de los ligantes (ligante patrón y aditivados). Los procesos de mezcla y compactación de especímenes comenzaron a partir

de tres distintas temperaturas (150°C, 130°C y 120°C) con el fin de analizar la efectividad e influencia de los aditivos de mezcla tibia frente a la mezcla asfáltica patrón en distintos escenarios de temperaturas de producción y compactación.

1.7.5. Etapa 5: Desempeño de Mezclas Asfálticas

En la etapa 5 se realizaron los ensayos de desempeño para las distintas mezclas asfálticas propuestas en la investigación (mezcla patrón y mezclas aditivadas). Se analizó la Resistencia a la Deformación Permanente mediante el ensayo de la Rueda de Hamburgo y la Resistencia al agrietamiento por Fatiga mediante el ensayo de Resistencia o Vida a la fatiga por flexo-tracción en viga de 4 puntos.

1.7.6. Etapa 6: Análisis de resultados

En la etapa 6 se analizaron los resultados obtenidos en la etapa 4 correspondientes a los contenidos de vacíos de compactación en las diferentes temperaturas planteadas, comparando frente a la mezcla patrón cuál de los aditivos de mezcla tibia influye de mejor manera cuando las temperaturas van descendiendo. A su vez, se analizaron los resultados obtenidos en la etapa 5 correspondiente al Desempeño de las mezclas asfálticas, determinando cual es la Resistencia a la Deformación Permanente y Resistencia al agrietamiento por Fatiga para cada una de las mezclas asfálticas. Finalmente, se realizaron conclusiones y recomendaciones sobre las mezclas asfálticas tibias estudiadas.

2. Marco Teórico

2.1. Agregados

Material de naturaleza inerte, que puede ser de carácter pétreo o no, producto de la desintegración natural o artificial de la roca madre. Su utilización es dirigida a la producción y ejecución de todo tipo de tratamiento o mezcla bituminosa, formando parte del esqueleto mineral. Se deberá emplear agregados de carácter hidrófilo y que además garanticen cierto grado de adherencia con el material bituminoso en mezcla.

Comúnmente los agregados se pueden clasificar según el tamaño de partícula, denominando agregado grueso a la porción retenida en el tamiz de 4.75 mm de abertura o denominada malla N°4, el agregado fino es la porción comprendida entre los tamices de 4.75 mm (malla N°4) y la de 0.075 mm (malla N°200) de abertura y el polvo mineral, polvo llenante o filler que es todo el material que pase a través del tamiz de 0.075mm o malla N°200.

El agregado grueso deberá proceder de la trituración de roca o de grava o por una combinación de ambas; sus fragmentos deberán ser limpios, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, alargadas, blandas o desintegrables. (Estrada, 2017). Preferentemente los agregados para utilización en mezclas bituminosas deberán estar exentos de polvo, tierra, arcillas u otras sustancias similares que puedan afectar las propiedades adhesivas de los agregados con el material bituminoso.

El agregado fino, al igual que el grueso, puede ser producto de un proceso de trituración o de carácter natural. Su contenido en mezcla estará sujeto a un diseño de mezcla.

El polvo mineral, relleno mineral o filler puede ser producto directo de procesos de trituración de los tipos de agregado antes explicados o también de carácter comercial. El polvo mineral o filler de carácter comercial más utilizado para mezclas bituminosas son la cal hidratada y el cemento portland.

2.2. Materiales bituminosos

Definidos como la mezcla de hidrocarburos pesados que pueden ser de carácter natural o producto del proceso de refinación del crudo de petróleo. Los materiales bituminosos

poseen consistencias variables, en su mayoría poseen propiedades aglutinantes e impermeabilizantes.

Los tratamientos y mezclas bituminosas comúnmente son producidas empleando ligantes asfálticos como material aglutinante. Los ligantes asfálticos pueden ser obtenidos de manera natural o ser productos de la destilación del crudo petrolero. En el mundo la mayor parte de los ligantes asfálticos utilizados son obtenidos del proceso de refinación del petróleo.

2.2.1. Ligantes asfálticos de petróleo

Es un material cementante, de color entre caramelo y negro, en el cual los constituyentes predominantes son bitúmenes que aparecen en la naturaleza o se obtienen en el procesamiento del petróleo. El asfalto es un constituyente, en proporciones variables, de la mayoría de los petróleos crudos. (MOPT, 2010).

Un ligante asfáltico es un material cementante y pegajoso producido a partir de la destilación del petróleo, el mismo que puede o no ser adicionado con partículas modificadoras orgánicas. (AASHTO, 2010).

El asfalto es un material viscoelástico. Esto significa que un asfalto posee el comportamiento de ambos, como un material viscoso (líquido) como un aceite de motor o más realísticamente, agua, y como un material elástico (sólido) como el acero o un caucho. De todas maneras, las propiedades que el ligante asfáltico o asfalto exhibe, sea viscosa, elástica, o mayormente una combinación de los dos, depende de la temperatura y del tiempo de carga. (FHWA, 2000).

Las propiedades inherentes a los ligantes asfálticos son las razones principales por las cuales estos se utilizan para la producción de mezclas asfálticas, aunque esta no es la única función que se les puede atribuir, ya que, sus propiedades impermeabilizantes y de liga permitieron que estos puedan desempeñar otro tipo de funciones en el mundo de la construcción.

Leitte (1999) define al ligante asfáltico como un material adhesivo de carácter termoplástico, el cual es impermeable, con característica viscoelástica y con reactividad baja, además:

- Gracias al comportamiento termoplástico que posee, posibilita su propio manejo para mezcla cuando es calentado, para la aplicación en pavimentos y por enfriamiento recupera sus propiedades viscoelásticas correspondientes en condiciones de servicio.
- Haciendo uso de la función de impermeabilización en el pavimento, contribuye a evitar la penetración del agua de lluvia, generando así escorrentía superficial hacia el drenaje en la estructura.
- El comportamiento mecánico que ejerce en el pavimento se encuentra basado en la viscoelasticidad del material. Con dicha propiedad, el ligante asfáltico combina dos comportamientos característicos y distintos entre sí, el primero es el comportamiento elástico, que simula la aplicación de carga de corta duración (simulando un tráfico rápido), y el segundo es el comportamiento viscoso simulando largos periodos de aplicación de carga.
- Posee destacable durabilidad, atribuido a los niveles bajos de reactividad química. El contacto con el oxígeno contenido en el aire da origen a una oxidación lenta, la misma que puede ser acelerada por el aumento de temperatura o calor al que es expuesto.

El ligante asfáltico es un material muy versátil que posee muchas aplicaciones industriales. Aproximadamente 100 millones de toneladas métricas de ligante asfáltico son empleadas anualmente alrededor del mundo y aproximadamente el 85% es usado en aplicaciones con fines de pavimentación. En América, aproximadamente 34 toneladas métricas de ligantes asfálticos o asfaltos son utilizados por año (MS-26, 2011). De aquí es que se considera importante conocer la naturaleza y comportamiento que de los ligantes asfálticos y más aún cuando es sometido a cambios climáticos y a niveles de tráfico. (Pacheco, Delgado y Garnica, 2017).

2.2.2. Composición química del asfalto

Escalante (2007) explica que la definición de la composición química de los asfaltos siempre fue desarrollada con notable dificultad debido a la complejidad en los procesos de caracterización o identificación de las sustancias que lo componen y más aún que algunas de estas aún son muy poco conocidas.

La proporción aproximada de los principales componentes de un ligante asfáltico, tomando en cuenta variaciones en función al origen de los crudos del cual provienen, son:

- Carbono (82 a 87%).
- Hidrogeno (9 a 11%).
- Nitrógeno (0.2 a 1.2%).
- Azufre (0.9 a 5.3%).
- Oxígeno (0.2 a 0.8%).
- Vanadio (4 a 1400 ppm).
- Níquel (0.4 a 110 ppm).

Mediante el método de fraccionamiento químico se separa el ligante asfáltico en compuestos saturados, compuestos aromáticos (conocidos también como nafta – aromáticos), resinas (conocidos también como polar – aromáticos) y los asfaltenos (insolubles en n-heptano). Los asfaltenos (partículas de mayor peso molecular) son separados primero debido a la adición de n-heptano. Los demás componentes, denominados maltenos (solubles en n-heptano), quedan separados mediante el ensayo de cromatografía de adsorción. Los asfaltenos se presentan como aglomerados de compuestos polarizables y compuestos polares, formados gracias a asociaciones intermoleculares. Estos a su vez se consideran responsables por el comportamiento reológico de los ligantes asfálticos, quienes también se encuentran constituidos por cadenas cortas de saturados e hidrocarburos naftenicos condensados. (Leitte y Bittencourt, 2004). Actualmente, el fraccionamiento de los componentes químicos del asfalto se realiza en cromatógrafos modernos que emplean tiempos muchísimos más cortos en comparación a lo antes explicado.

2.2.3. Relación entre Composición química y Propiedades del asfalto.

Leitte (1999) citó a Corbett (1978) indicando que los componentes de los ligantes asfálticos tienen las siguientes propiedades:

- Saturados: Tienen influencia negativa en la susceptibilidad térmica. En mayor concentración ablandan el producto.

- Aromáticos: Actúan como plastificantes, contribuyendo para la mejora de sus propiedades físicas.
- Resinas: Tienen influencia negativa en la susceptibilidad térmica, pero contribuyen en la mejora de la ductilidad y dispersión de los asfaltenos.
- Asfaltenos: Contribuyen para la mejoría de la susceptibilidad térmica y aumento de la viscosidad.

2.2.4. Envejecimiento de ligantes asfálticos de petróleo

El envejecimiento de los ligantes asfálticos toma lugar desde los procesos de producción de mezclas asfálticas, aplicación en el lugar de proyecto y vida de servicio, esta se puede relacionar con la oxidación del material por causa del oxígeno en el aire y por acción de la temperatura que afecta directamente a los componentes más volátiles del ligante asfáltico, es así como este proceso altera las características físicas, químicas y reológicas.

Cuatro son los mecanismos principales que explican el endurecimiento o envejecimiento de un ligante asfáltico, los cuales son: oxidación, pérdida de volátiles, endurecimiento físico y endurecimiento exudativo. La oxidación es la más importante causa del endurecimiento. Durante la producción, la alta temperatura empleada y la presencia del aire tornan la oxidación violenta. Los grupos polares oxigenados tienden a asociarse, formando micelas de alto peso molecular y mayor viscosidad. A pesar de que el almacenamiento del ligante asfáltico se realice también a altas temperaturas, la oxidación en tanques es minimizada por la pequeña superficie expuesta al aire. El endurecimiento exudativo resulta del movimiento de componentes oleosos de ligante para el agregado mineral. (Leitte, 1999). Además, Leitte (1999) afirma que el proceso de oxidación es descrito por las siguientes modificaciones en la composición química del ligante asfáltico.

- Inercia química de los saturados, cuyo contenido se mantiene prácticamente inalterado.
- Oxidación parcial de los aromáticos que se transforman en resinas.
- Una parte de los propios asfaltenos se oxida, modificando su comportamiento.

2.2.5. Envejecimiento por temperatura de asfaltos a corto plazo

Un procedimiento de envejecimiento por temperatura a corto plazo muy conocido y comúnmente utilizado en muchos centros de desarrollo tecnológico, es el Ensayo de Película Fina Rotatoria (RTFOT, por sus siglas en inglés), el cual viene sostenido por la norma AASHTO T 240.

La AASHTO (2013) apunta que esta metodología es utilizada para medir el efecto de la inyección de aire caliente sobre una película fina de ligante asfáltico en movimiento. Estos efectos son determinados por medio de mediciones de consistencia que se realizan antes y después de realizado el ensayo. Este ensayo comprende una película fina de ligante asfáltico en movimiento que es calentado a 163°C durante 85 minutos, los efectos de la elevada temperatura y el aire caliente se traducen en cambios físicos medidos antes y después de su ingreso en el horno. El residuo de este ensayo es utilizado también para otros ensayos posteriores, como los descritos en la AASHTO M 320. Un procedimiento adicional de este ensayo también es la determinación del cambio de masa.

Con respecto a la determinación del cambio de masa de los ligantes asfálticos apuntado al final, Huang S. y Di Benedetto H. (2015) apuntan que, durante el ensayo, el ligante asfáltico puede ir perdiendo material debido a la evaporación de componentes más ligeros y quizás ganar masa debido a la reacción con el oxígeno atmosférico, por lo tanto, este método de ensayo reporta un cambio de masa del espécimen, el mismo que podría ser de carácter negativo (pérdida) o positivo (ganancia). En algunos casos, particularmente si se trata de ligantes asfálticos altamente modificados, ciertos problemas fueron reportados, como el escalamiento o rebosamiento de los especímenes asfálticos fuera de las botellas de vidrio utilizadas para el ensayo.

2.2.6. Envejecimiento por temperatura de asfaltos a largo plazo

Los ligantes asfálticos pueden ser inducidos a un envejecimiento por temperatura a largo plazo, la metodología más conocida para poder realizar este tipo de procedimientos es el Ensayo realizado en el Vaso de Envejecimiento a Presión (PAV, por sus siglas en inglés) sostenida en la AASHTO R 28.

La AASHTO (2006) indica que este procedimiento simula un envejecimiento acelerado (oxidación) de los ligantes asfálticos por medio de aire a presión y temperatura elevada. Este método de ensayo intenta simular el envejecimiento de vida en servicio de los ligantes asfálticos y es trabajado con el residuo obtenido del ensayo AASHTO T 240. El ligante asfáltico es primero envejecido a corto plazo mediante el ensayo AASHTO T 240, posterior al envejecimiento RTFOT, se ingresan los residuos en platos metálicos dentro de la cámara o vaso de presión durante 20 horas con aire a 2.10 MPa. La temperatura de envejecimiento es seleccionada de acuerdo al grado de desempeño (PG, por sus siglas en inglés) del ligante asfáltico, por último, para completar el procedimiento, todos los residuos de PAV son desgasificados en una cámara desgasificadora de vacíos (VDO, por sus siglas en inglés).

Turner, P. (2018) indica que, dependiendo de algunos factores como el ambiente, química del ligante asfáltico utilizado y que tipo de referencia de información se esté empleando, por lo general se considera que el PAV simula de 7 a 10 años de puesta en servicio del ligante asfáltico envejecido. El ligante asfáltico que fue envejecido en el PAV, es empleado para un análisis a temperatura media en el Reómetro de Corte Dinámico (DSR, por sus siglas en inglés) y análisis a bajas temperaturas en el Reómetro de Flexión en Viga (BBR, por sus siglas en inglés), ambos miden la resistencia al fisuramiento por fatiga en los ligantes asfálticos.

2.2.7. Determinación de Grado de Desempeño mediante el Reómetro de Corte Dinámico – AASHTO T 315-10

Por medio del ensayo AASHTO T 315 se procede a realizar la inspección del grado de desempeño (PG, por sus siglas en inglés) mediante el uso del Reómetro de Corte Dinámico desde el análisis realizado sobre pequeñas pastillas de 2 gramos aproximadamente de cada uno de los ligantes asfálticos que se pretenden estudiar. El método AASHTO T 315, comprende la determinación del módulo dinámico de corte (modulo complejo) y el ángulo de fase de los ligantes asfálticos. Es aplicable a ligantes asfálticos con valores de módulos dinámicos de corte entre 100 Pa a 10 MPa. Este rango es típicamente obtenido entre 6 a 88°C a una frecuencia angular de 10rad/s. Este método es utilizado para determinar las propiedades viscoelásticas lineales de los ligantes

asfálticos como son requeridas en las especificaciones técnicas, mas no como un método de caracterización total de las propiedades viscoelásticas de los ligantes asfálticos. (AASHTO, 2010).

El Reómetro de Corte Dinámico es utilizado para caracterizar el comportamiento viscoso y elástico de un ligante asfáltico, en otras palabras, es utilizado para evaluar la capacidad de resistencia a las deformaciones permanentes y los agrietamientos por fatiga. El ensayo emplea una membrana delgada de ligante asfáltico entre dos platos circulares, el plato inferior es fijo mientras que el plato superior oscila de manera semigratoria sobre el espécimen de ligante asfáltico a manera de crear una acción cortante sobre él. El ensayo puede ser realizado sobre muestras vírgenes, envejecidos a corto plazo en RTFO y envejecidos a largo plazo en PAV. El ensayo va desde una temperatura de 46°C, utilizando un espécimen de 1.0mm de espesor y 25.0mm de diámetro (para especímenes vírgenes y envejecidos a corto plazo en RTFO). También el ensayo va desde 4.0°C a 40.0°C usando un espécimen de 2.0mm de espesor y 8.0mm de diámetro para especímenes envejecidos a largo plazo en PAV. (Almohanna, I., 2019).



Figura 2. Configuración de movimientos de platos de DSR.

Almohanna (2019) también indica que gracias a este ensayo de laboratorio es posible medir el Módulo complejo de corte (G^*) y el ángulo de fase (δ). El Módulo Complejo (G^*) puede ser considerado como la resistencia total del espécimen a la deformación cuando es expuesto a cargas cortantes repetitivas.

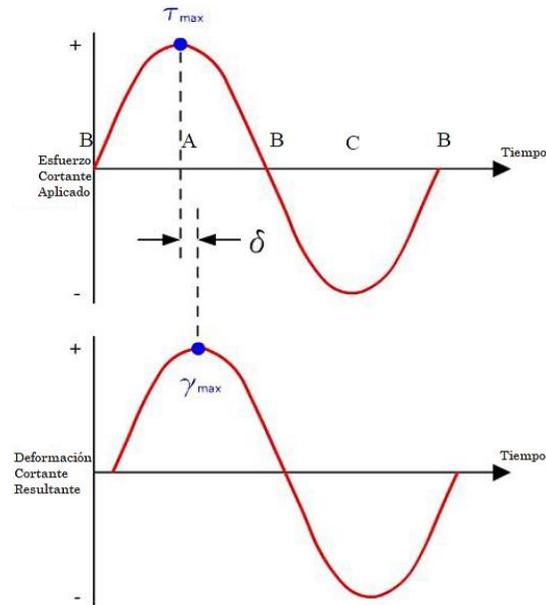


Figura 3. Relación de Esfuerzo-Deformación del ligante asfáltico dentro del DSR

El ángulo de fase (δ) representa el retraso entre la aplicación del esfuerzo cortante y la deformación cortante resultante, teniendo en cuenta que mientras más grande sea su valor, el material será más viscoso, estableciendo que si el δ tendría un valor de 0° se trataría de un material puramente elástico y si se establecería un valor de δ igual a 90° se trataría de un material puramente viscoso.

2.2.8. Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) – AASHTO TP 70-13

La AASHTO (2013) define a este método como la determinación del porcentaje de deformaciones recuperables y no recuperables a partir de un esfuerzo cortante, además, es realizado por medio del empleo de un Reómetro de corte dinámico (DSR, por sus siglas en inglés) y es trabajado con muestras producto del ensayo AASHTO T 240 correspondiente al Horno de película fina rotatoria (RTFO, por sus siglas en inglés).

Harman, T., Youtcheff, J., & Bukowski, J. (2011) puntualizan que el ensayo de MSCR caracteriza de mejor manera un ligante asfáltico, analiza el desempeño o potencial a deformaciones permanentes, además también cuando se trata de asfaltos modificados, elimina la necesidad de realizar análisis adicionales como Fuerza y ductilidad, Recuperación elástica, dureza y tenacidad. El ensayo consiste en aplicar 1 segundo de carga sobre el espécimen y una vez removida se otorgan 9 segundos de recuperación, el ensayo comienza con un nivel bajo de esfuerzo de 0.1 KPa por 10 ciclos de

creep/recuperación, luego este esfuerzo se incrementa hasta 3.2 KPa por otros 10 ciclos adicionales. Este proceso se muestra en la **Figura 4**.

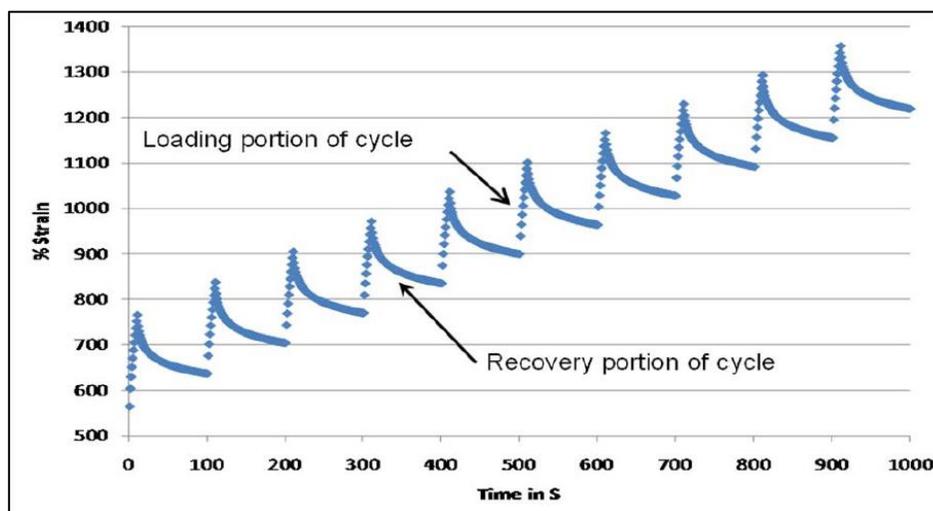


Figura 4. Ejemplo de la respuesta de un ligante asfáltico a cargas repetidas.

Elizondo F., Salazar J. y Villegas E. (2009) definen el Creep Compliance no recuperable como una medición de las deformaciones permanente, la cual queda definida como un porcentaje de la deformación unitaria residual ($\% \epsilon$) una vez que el espécimen es ensayado a un ciclo de carga y recuperación dividido por el esfuerzo aplicado. Ciertas especificaciones se muestran en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Especificaciones para el ensayo de MSCR.

Condición	$J_{NR@3.2MPa}$	$(J_{NR@3.2MPa} - J_{NR@0.1MPa})$ $J_{NR@0.1MPa}$
Tránsito estándar (<10 mill ESAL's)	< 4.5	< 0.75
Tránsito alto (10-30 mill ESAL's)	< 2	< 0.75
Tránsito muy alto (>30 mill ESAL's)	< 1	< 0.75

2.2.9. Linear amplitude sweep (LAS) para ligantes asfálticos – AASHTO TP 101 (12)

La AASHTO (2012) maneja una denominación completa de esta metodología como la Estimación de la tolerancia de daño de ligantes asfálticos empleando el Barrido de amplitud lineal (LAS). Esta metodología determina la resistencia del daño por fatiga de los ligantes asfálticos por medio del empleo de cargas cíclicas sistematizadas y amplitudes de carga que se incrementan linealmente. El barrido de amplitud lineal es

realizado por medio del uso del Reómetro de corte dinámico, a una temperatura intermedia determinada previamente en los ensayos de PG para ligantes asfálticos. Esta metodología, se desarrolla sobre especímenes envejecidos por medio de la AASHTO T 240 (RTFOT) y AASHTO R 28 (PAV) que simulan el envejecimiento durante tiempo de servicio en los pavimentos asfálticos.

El desarrollo de la metodología según la AASHTO (2012) se realiza sobre especímenes envejecidos en RTFOT y PAV como se indicó anteriormente, el espécimen propiamente dicho, es preparado de acuerdo a lo establecido en la AASHTO T 315 (2010) empleando el reómetro de corte dinámico, por medio de los platos metálicos paralelos de 8mm con 2mm de gap de calibración (los mismos que se emplean para determinar G^* . $\text{sen } \delta$ en ensayo PAV). El espécimen es ensayado a corte, empleando un barrido de frecuencia para determinar las propiedades reológicas. Es ensayado empleando ciclos de cargas oscilatorias con amplitudes que se van incrementando sistemáticamente a una frecuencia constante para inducir un daño acelerado por fatiga. Para estimar la tolerancia de daño, se emplea un enfoque riguroso de daño continuo con el fin de calcular la resistencia a la fatiga a partir de propiedades reológicas y resultados de barrido de amplitud lineal.

Así mismo, esta metodología puede ser desarrollada de 2 maneras diferentes, una primera forma de desarrollo es por medio de un barrido de frecuencias, con el fin de obtener información sobre las propiedades reológicas de los ligantes asfálticos y la segunda forma de desarrollo es por medio de un barrido de amplitudes, que mide las características de daño de los materiales. La primera forma tomando en cuenta un barrido de frecuencias, es desarrollada para determinar primero el parámetro “alfa”, a una temperatura determinada y mediante la aplicación de cargas cortantes oscilatorias a una amplitud constante, el barrido de frecuencias es seleccionada del software del DSR que emplea una aplicación de carga de 0.1% de deformación sobre el rango de frecuencias que van desde 0.2 - 30Hz, desarrolladas en 12 niveles: 0.2Hz, 0.4Hz, 0.6Hz, 0.8Hz, 1.0Hz, 2.0Hz, 4.0Hz, 6.0Hz, 8.0Hz, 10Hz, 20Hz y 30Hz. El módulo complejo G^* y el ángulo de fase δ son recopilados a cada frecuencia como se observa en la **Figura 5**.

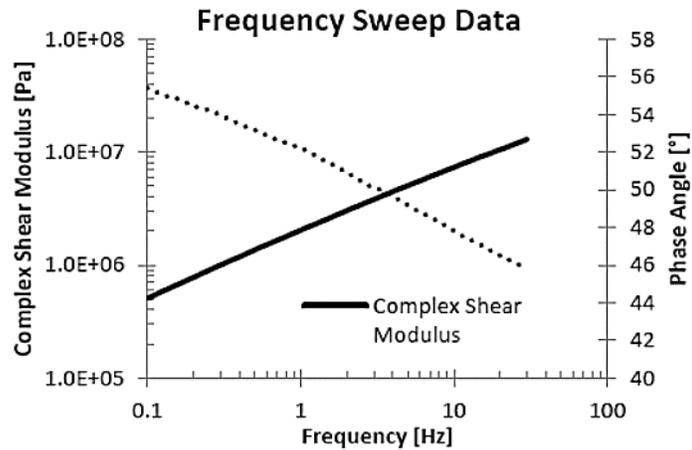


Figura 5. Datos de barrido de frecuencias. (AASHTO TP 101, 2012).

La segunda forma por la cual se puede desarrollar la metodología es por medio del barrido de amplitudes, que es desarrollada a una temperatura determinada empleando esfuerzo de corte oscilatorios controlados a una frecuencia establecida de 10Hz, el esquema de cargas consiste en un barrido de deformaciones oscilatorias continuas. Las deformaciones incrementan linealmente desde 0.1% a 30% a lo largo de un desarrollo de 3100 ciclos de carga en un tiempo total de 310 segundos. El pico de deformación de corte y el pico de esfuerzo de corte son recopilados cada 10 ciclos de carga (en 1 segundo), junto con el ángulo de fase δ y el módulo complejo G^* . A continuación, en la **Figura 6** se muestra el esquema de carga para la metodología antes desarrollada.

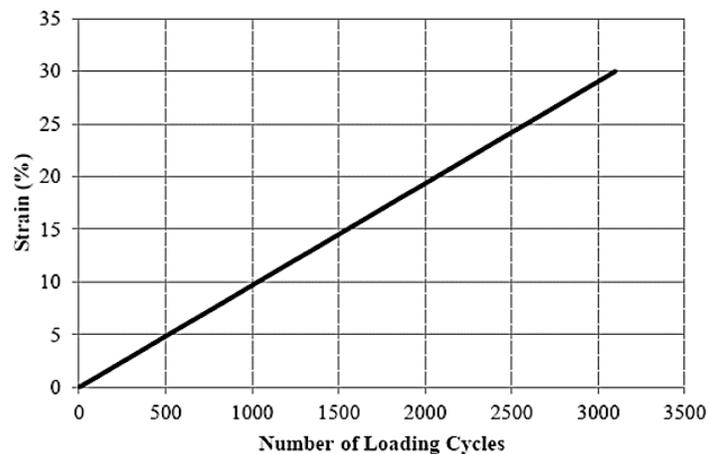


Figura 6. Esquema de carga para ensayo de barrido de amplitud. (AASHTO TP 101, 2012).

Hintz C., Velásquez, R., Johnson, C. y Bahia, H. (2011), sugieren desarrollar dos corridas para cada ligante asfáltico que se pretenda estudiar, en caso los resultados presenten una

variación superior a un 15%, se recomienda ensayar un tercer espécimen con el fin de corroborar alguno de los dos resultados anteriores.

La metodología de estimación de resistencia a la fatiga por medio del Barrido de amplitud lineal se rige mediante modelos establecidos para el cálculo de los ciclos de carga que este podrá resistir a cada nivel de deformación que se pueda establecer o se decida analizar, es así que el modelo general que toma en consideración la AASHTO TP 101, se define a continuación.

$$N_f = A_{35}(\gamma_{max})^{-B}$$

Donde:

N_f = Número de ciclos de aplicación de carga.

$\gamma_{m\acute{a}x}$ = Deformación aplicada a un determinado punto, %.

B = Parámetro de cálculo.

$$B = 2\alpha.$$

α = Parámetro alfa correspondiente a las propiedades del material sin ningún tipo de daño.

A = Parámetro de cálculo.

$$A = \frac{f(D_f)^k}{K(\pi I_D C_1 C_2)^\alpha}$$

$$K = 1 + (1 - C_2) \alpha$$

f = Frecuencia de carga (10 Hz).

D_f = Daño acumulado en el punto de falla.

$$D_f = \left(\frac{C \text{ at Peak}}{C_1} \right)^{1/C_2}$$

$$C(t) = \frac{|G^*|(t)}{|G^*|_{inicial}}$$

C1, C2 = Coeficientes de modelo (Hintz, C. *et al.* (2011).

2.3. Aditivos para Mezcla Asfáltica Tibia (MAT)

De manera general pueden ser definidos como sustancias adicionadas directamente sobre los ligantes asfálticos reduciendo ligeramente su viscosidad a temperaturas altas de producción y manteniendo sus propiedades mecánicas y reológicas a temperaturas de operación. Este tipo de aditivos pueden encontrarse en presentación sólida o líquida, que interactúan de manera directa con el ligante asfáltico, influyendo sobre sus propiedades físicas (reducen viscosidad y proveen mayor capacidad y tiempo de mezclado y compactación de las mezclas asfálticas a menores temperaturas).

2.3.1. Aditivos de origen natural

Posterior a la Conferencia de las Naciones Unidas en Rio de Janeiro en 1992 (Nueva York), comenzó la gran campaña por la conservación del medio ambiente y nuestro planeta, estas intenciones fueron reafirmadas y desarrolladas de principio en Europa (España y Francia) mientras se llevaba a cabo el protocolo de Kyoto en 1997 (Japón) sostenida por la Convención Marco de la Naciones Unidas sobre el Cambio Climático (CMNUCC), cuyo trasfondo principal de agenda fue la reducción de los gases de efecto invernadero a los niveles del año 1990 (Button, Estakhri y Wimsatt, 2007). Dicho acontecimiento dio origen a los primeros estudios sobre utilización de aditivos viscoso reductores de origen natural como el aceite de coco, aceite epoxidado de soya, aceite crudo de palma, entre otros. Estos aditivos influían directamente sobre los niveles de viscosidad en los ligantes asfálticos, reduciéndolos y por consiguiente reduciendo las temperaturas de mezcla y compactación.

2.3.2. Aditivos de origen químico

Dentro de los aditivos con capacidad de otorgar una característica de mezcla tibia a una mezcla asfáltica en caliente convencional, se tienen a los aditivos de origen químico, los cuales a inicios del siglo XXI en Estados Unidos se comenzaron a desarrollar bajo la hipótesis de que proporcionaban mayores tiempos de mezclado y compactación a las

mezclas asfálticas en caliente por medio de la reducción de la tensión superficial entre agregado mineral y ligante asfáltico, promoviendo una mejor cohesión entre la matriz agregado/asfalto y mejorando el recubrimiento de los agregados a temperaturas menores a las convencionalmente observadas para mezclas asfálticas en caliente. (Estrada, Escalante, Moreano, Herencia y Huari, 2019).

2.3.3. *Inclusión de aditivos para MAT*

La inclusión de los aditivos de mezcla tibia no compromete procesos químicos sino solo procesos físicos, ya que su inclusión se realiza de manera directa sobre el ligante asfáltico una vez que este se encuentra fluido o líquido por la acción de la temperatura. Por estas razones es que un aditivo de mezcla tibia influye sobre la viscosidad del ligante asfáltico (propiedad física) pero no debería afectar o al menos no de manera más profunda sobre su comportamiento reológico y carácter químico.

Estos tipos de aditivos otorgan manejabilidad a la mezcla asfáltica en niveles de temperatura de mezclado y compactación menores a los convencionalmente conocidos, a través de la disminución de la tensión superficial entre el agregado y el ligante asfáltico logrando una cohesión y lubricación adecuada en la mezcla asfáltica a menores temperaturas, es decir que su influencia es directamente observada en la etapa de mezclado y compactación de la mezcla asfáltica. (Estrada, Escalante, Moreano, Herencia y Huari, 2019).

Además, Estrada *et al.* (2019) indicó que estos aditivos pueden funcionar como mejoradores de adherencia en la mezcla asfáltica, teniendo mejor recubrimiento de agregados, afianzando la compatibilidad agregado – ligante asfáltico y coadyuvando a la posible mejoría del comportamiento de la mezcla asfáltica frente a la influencia de la humedad influyendo en los valores de TSR.

2.4. **Mezcla Asfáltica Densas en Caliente (MAC)**

Las mezclas asfálticas en caliente son precisamente la mezcla de agregado mineral (grueso y fino), ligante asfáltico de petróleo el mismo que puede ser convencional, aditivado o modificado y material fino de relleno también denominado filler. Poseen la denominación en caliente debido a que su proceso de producción compromete el empleo

de altas temperaturas, las cuales se encuentran entre 145°C a 160°C para una mezcla asfáltica en caliente con ligante asfáltico convencional y ascendiendo dicha temperatura de producción hasta 175°C para mezclas asfálticas en caliente producidas con ligantes asfálticos modificados con polímeros. (Estrada, 2017).

El Asphalt Institute (1996) alega que el concreto asfáltico o mezcla asfáltica, es un material conformado por agregados minerales y ligante asfáltico de petróleo. Este ligante asfáltico, que puede ser de naturaleza convencional o puede ser modificado, a su vez posee la función de agente aglutinante con las partículas en una masa cohesiva. Por poseer una característica impermeable al agua, se presumía que el ligante asfáltico también impermeabiliza la mezcla asfáltica, aunque en nuevas investigaciones se demostró mediante procesos termodinámicos que la teoría de que la mezcla asfáltica también es totalmente impermeable no es del todo cierta.

El agregado mineral mezclado con el ligante asfáltico, acoge el comportamiento como un esqueleto de carácter pétreo dentro de la mezcla asfáltica, el mismo que a su vez se comporta como principal generador de resistencia y rigidez en toda la matriz. Al emplear agregados minerales y ligante asfáltico de petróleo, el comportamiento de la mezcla se encuentra íntimamente influenciado por las propiedades individuales de cada uno de estos componentes y sus interrelaciones. (Asphalt Institute, 1996).

La ASTM D 3515 (2001) describe que los agregados deberán provenir de la trituración de la roca, trituración de pizarra, grava triturada y arena natural o triturada de acuerdo a los requerimientos exigidos en las normativas ASTM, para el agregado fino la ASTM D 692 y la ASTM D 1073 para el agregado fino.

Las proporciones de ligante asfáltico y agregado mineral determinarán las propiedades físicas de la mezcla asfáltica final. (Estrada, 2017). Por ello las mezclas asfálticas están conformadas por:

2.4.1. Agregados minerales gruesos

El agregado grueso deberá ser conformado de partículas duras y resistentes, partículas durables, con capacidad de recubrimiento y cumpliendo con los requisitos exigidos en especificación técnica. (ASTM, 2000).

El agregado grueso puede ser producto directo de la trituración de roca madre o de grava o ser producto de una combinación de estas; estas partículas deberán estar limpias, exentas de contaminantes, deberán ser resistentes y durables, con un control en el contenido de partículas planas, alargadas, deleznableles o desintegrables. (Estrada, 2017).

Son los agregados minerales retenidos en la malla N°4 de 4.75 mm de abertura, estos son los principales componentes del esqueleto de agregado que formará parte de la mezcla asfáltica, denominada gruesos porque representan las porciones de mayor tamaño de partícula dentro de la mezcla asfáltica, proporcionan las principales propiedades mecánicas dentro de la mezcla, se recomienda la existencia de caras fracturadas en las partículas para lograr una trabazón mecánica entre partículas, creando fricción interna entre ellas, a su vez se recomienda que las partículas sean cubicas y no alargadas ni achatadas ya que este aspecto contribuye a una mejor resistencia y respuesta mecánica frente a cargas, deben ser duros y no deleznableles ni pulibles de preferencia.

2.4.2. Agregados minerales finos

El agregado fino es aquel pasante por la malla de 9.5 mm (3/8 pulgadas) y casi completamente pasante de la malla de 4.75 mm (N°4). Esta puede ser conformado por arena natural o arena triturada derivada de la piedra triturada, polvo mineral producto de la trituración o escoria de alto horno, esquisto expandible de alto horno, arcillas expandibles, pizarras trituradas o no trituradas o una combinación de ellos. Todas ellas deberán ser durables, libre de material orgánico o cantidades perjudiciales de arcillas u otros materiales deletéreos. (ASTM, 1999).

Es el agregado mineral que pasa por la malla N°4 de 4.75 mm de abertura y se retiene en la malla N°200 de 0.075mm de abertura, este agregado contribuye y se complementa con la parte gruesa de la mezcla asfáltica, densificándola de mejor manera, además, deben poseer buenas características físicas y mecánicas, de preferencia de origen triturado y limpio (en el caso de ser de origen natural debe ser analizada adecuadamente previo a su empleo), con niveles bajos de arcillas y componentes orgánicos, entre otros.

2.4.3. Polvo mineral, Relleno mineral o Filler

Conformado por material muy fino en su mayoría polvo de roca, cenizas de alto horno, limos hidratados, cemento hidráulico, fly ash u otro material similar. Para su empleo, este tipo de material, debe estar suficientemente seco como para fluir libremente y esencialmente libre de grumos. (ASTM, 1995).

Denominación otorgada a todo material mineral de origen pétreo o no, que logra pasar por la malla N°200 de abertura de 0.075mm. Cumple la función de relleno y promoción de la densificación de la mezcla asfáltica, además al mezclarse con el ligante asfáltico por proveer mayor superficie específica a la mezcla, esta adquiere una característica aglutinante o de mastic que permite una mejor afinidad y cohesión de la matriz general agregado/ligante asfáltico, entre otros

2.4.4. Gradación de agregados para mezcla

La mezcla de agregados gruesos, finos y relleno mineral o filler en conjunto conforman la gradación o graduación de la mezcla asfáltica, esta se encuentra controlada y parametrizada por la normativa americana ASTM D 3515, que se observa en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Gradaciones para mezcla de agregados según ASTM D 3515. (ASTM, 2001).

Malla		Denominación de Mezcla								
		D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	D-8	D-9
mm	pulgadas	50 mm	37.5 mm	25.0 mm	19.0 mm	12.5 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	1.18 mm
		(2 pulg.)	(1 1/2 pulg.)	(1 pulg.)	(3/4 pulg.)	(1/2 pulg.)	(3/8 pulg.)	(N°4) (Asfalto arena)	(N°8)	(N°16) (Asfalto delgado)
63	2 1/2	100	---	---	---	---	---	---	---	---
50	2	90-100	100	---	---	---	---	---	---	---
37.5	1 1/2	---	90-100	100	---	---	---	---	---	---
25	1	60-80	---	90-100	100	---	---	---	---	---
19	3/4	---	56-80	---	90-100	100	---	---	---	---
12.5	1/2	35-65	---	56-80	---	90-100	100	---	---	---
9.5	3/8	---	---	---	56-80	---	90-100	100	---	---
4.75	N°4	17-47	23-53	29-59	35-65	44-74	55-85	80-100	---	100
2.36	N°8	10-36	15-41	19-45	23-49	28-58	32-67	65-100	---	95-100
1.18	N°16	---	---	---	---	---	---	40-80	---	85-100
0.6	N°30	---	---	---	---	---	---	25-65	---	70-95
0.3	N°50	3-15	4-16	5-17	5-19	5-21	7-23	7-40	---	45-75
0.15	N°100	---	---	---	---	---	---	3-20	---	20-40
0.075	N°200	0-5	0-6	1-7	2-8	2-10	2-10	2-10	---	9-20

2.4.5. Ligante asfáltico en mezcla asfáltica

El ligante asfáltico o cemento asfáltico es el material aglutinante o de liga que interactúa directamente con las partículas de agregado mineral para conformar la matriz denominada mezcla asfáltica, es termo dependiente, lo cual explica que para su utilización se necesitará variar la temperatura que se tiene ambientalmente a otras superiores, posee propiedades elásticas y cohesivas las cuales serán otorgadas a la mezcla asfáltica una vez producida, considerado como uno de los materiales de mayor cuidado dentro de la mezcla asfáltica a pesar de representar una parte pequeña de toda la mezcla.

2.4.6. Diseño de mezcla mediante metodología Marshall

La metodología de diseño de mezcla Marshall tiene como propósito principal la determinación del contenido óptimo de ligante asfáltico de petróleo para una combinación particular de agregados. A su vez, por medio de esta metodología de diseño se obtienen las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica recién diseñada, se establecen los contenidos óptimos de vacíos que deben ser cumplidos durante la construcción y establece densidades de control. (MOPT, 2010).

La metodología de diseño Marshall (AASHTO T 225) es aplicada exclusivamente para el diseño de mezclas asfálticas en caliente destinadas a uso de pavimentación, comprende procesos de análisis volumétricos de la mezcla asfáltica compactada, cumpliendo una gradación pre establecida para cada contenido de ligante asfáltico (5 contenidos por los general fabricando 3 especímenes para cada contenido y una mezcla adicional por contenido para el control de la gravedad específica máxima seca), los especímenes de mezcla asfáltica compactada poseen medidas aproximadas de 6.0 cm de espesor y 10cm (4 pulgadas) de diámetro con un peso total aproximado de 1200 gramos de mezcla asfáltica, culminados los análisis volumétricos se continua con la determinación de los parámetros de Estabilidad y Flujo en la Prensa Marshall, finalmente con los datos obtenidos se procede a realizar el análisis final y la determinación del contenido óptimo de ligante en mezcla de acuerdo a las condiciones exigidas por la especificación.

2.4.7. Mezcla Asfáltica Tibia (MAT)

Un nuevo número de procesos y productos se encuentran disponibles en el mercado y poseen la capacidad de reducir la temperatura en la que una mezcla asfáltica en caliente

(MAC) es mezclada y compactada sin comprometer el desempeño del pavimento. Estos nuevos productos dan origen a las Mezclas Asfálticas Tibias (MAT) y pueden reducir las temperaturas de producción hasta un 30.0% o más. (Hurley y Prowell, 2006).

El principal propósito de una MAT es el reducir las altas temperaturas tradicionalmente utilizadas para la producción y tendido de mezclas asfálticas sin afectar sus propiedades. Sus beneficios son la reducción del consumo de la energía requerido para generar temperaturas sobre los 150°C (300°F) en una planta de mezcla asfáltica en caliente y la reducción de emisiones a raíz de la quema de combustibles, humos tóxicos y vapores generados en la planta de producción. (Kristjansdottir, 2006).

2.4.8. Principales beneficios de las Mezclas Asfálticas Tibias (MAT)

Según Kristjansdottir (2006) los principales beneficios recaen en la disminución de emisiones, reducción del consumo de fuentes de energías no renovables y la disminución de la viscosidad.

Consumo de energía

La reducción del consumo de energía es uno de los beneficios más resaltantes que las MAT ofrecen y es considerada como una de los dos beneficios principales. Investigaciones muestran que la reducción del consumo de energía oscila alrededor del 30.0% de ahorro por medio de la disminución de las temperaturas de producción en planta. Esta reducción de consumo de energía se traduce en una reducción del costo de producción de mezcla asfáltica a lo cual aún se le podrían incluir pequeños costos relacionados con el uso de las MAT. Estos pequeños costos estarán sujetos al tipo de MAT empleado. Otro beneficio de la reducción de temperatura también se encuentra relacionada con la planta de producción ya que se disminuye la velocidad de envejecimiento y desgaste de toda la planta.

Emisiones

Este beneficio está relacionado directamente con la reducción de temperaturas de producción. De acuerdo con la literatura, las MAT reducen considerablemente las emisiones, gases y vapores tóxicos en comparación a una MAC. Las emisiones de la producción y tendido de mezcla significan una amenaza potencial ya que son muy

peligrosas y dañinas para la salud humana. En el 2000, el Instituto Nacional de Seguridad y Salud Ocupacional (NIOSH, por sus siglas en inglés) en Estados Unidos publicó una revisión de los riesgos y peligros contra la salud, determinando que los principales peligros contra a salud son la irritación de las membranas del tracto conjuntivo y el tracto respiratorio, además de dejar ciertos carcinomas en la piel. En 1988, la NIOSH determino que los vapores de las mezclas asfálticas son considerados potenciales Carcinógenos ocupacionales, además que estos vapores en el 2000 también fueron determinados como genotóxicos, esto quiere decir que podría ser un potencial promotor de cáncer a los pulmones.

Viscosidad

Dentro de las MAT, su funcionalidad posee como indicador la reducción del grado de viscosidad del ligante hasta un rango determinado de temperatura. Gracias a esta reducción de la viscosidad es que se hace posible que el agregado quede completamente recubierto a temperaturas más bajas que la comúnmente utilizadas para las MAC. A raíz de la reducción de viscosidad, las MAT soportan los procesos de compactación a temperaturas bajas y otros beneficios relacionados, como una mejor manejabilidad de las mezclas asfálticas, extiende la ventana de tiempo para la pavimentación, soporta distancias de recorrido mayores y reduce la necesidad de compactación.

La reducción en las emisiones hace posible la instalación de plantas de producción en lugares con regulaciones más estrictas de control de polución. Haciendo esto posible se permitirá cierto ajuste en las temperaturas de producción, se contará con menores distancias de traslado, lo cual optimizará el proceso de producción y acortando el periodo de construcción, reduciendo las demoras asociadas a tráfico. También otro de sus grandes beneficios es que minimiza la rigidización debido a la oxidación y esto repercutirá directamente sobre el desempeño de las mezclas reduciendo la fisuración térmica y previniendo un dificultoso proceso de pavimentación. (Hurley y Prowell, 2006).

D'Angelo J., Harm E., Bartoszek J., Baumgardner G., Corrigan M., Cowsert J. y Prowell B. (2008) alegan que, en comparación con las MAC, hay muchas razones por las cuales las mezclas asfálticas tibias están tomando mayor popularidad en el mundo de la

construcción, ya que se reducen las emisiones, directamente la reducción de emisiones al utilizar las MAT es de 30% a 40% para CO₂, 50% de VOC, 10% a 30% de CO, 60% a 70% de NO_x y de 20% a 25% de polvo mineral. Se reduce el consumo de combustible como fuente de energía en un rango de 11% a 35%. Permite utilizar mayores cantidades de RAP en proporción de mezcla y reduce el tiempo de exposición de los trabajadores a aerosoles e hidrocarburos aromáticos policíclicos (PAH's) que son principales causantes de cáncer.

2.4.9. Desempeño de Mezclas Asfálticas Densas

El desempeño de mezclas asfálticas comúnmente viene determinado por la determinación de la capacidad de respuesta o la resistencia a la humedad inducida, resistencia a las deformaciones permanentes y resistencia o vida al fisuramiento por fatiga. Al estudiar estos tres parámetros se engloban determinados análisis correspondientes a agrietamientos por humedad inducida en mezclas asfálticas, considerables ahuellamientos o deformaciones permanentes que afectan directamente a la seguridad y regularidad de la superficie de rodadura y como tercero los agrietamientos por fatiga de tipo bottom-up y top-down con diferentes razones para cada una de estas dos.

Para el análisis de resistencia a la humedad inducida se realiza el ensayo de Resistencia Retenida por Tracción Indirecta (RRTI) respaldada sobre la normativa AASHTO T 283 mediante la evaluación del valor de TSR (Tensile Strength Ratio), para el análisis de resistencia a la deformación permanente se emplea el ensayo de Rueda de Hamburgo (RH) sostenida en la normativa AASHTO T 324, de este también se pueden obtener indicadores de resistencia a la humedad inducida o stripping (indirectamente) y por último para el análisis de resistencia o vida a la fatiga se emplea el ensayo de Vida a la fatiga por flexo-tracción en viga de 4 puntos mediante el método de deformación controlada, sostenido por la normativa AASHTO T 321.

2.4.10. Resistencia Retenida por Tracción Indirecta (RRTI) - AASHTO T 283-14

Las mezclas asfálticas son conformadas por ciertos materiales que pueden ser sensitivos a la presencia de humedad o agua en la capa última del pavimento. El agua puede ser uno de los principales causantes por los cuales el ligante asfáltico y los agregados no tengan adherencia adecuada, debido a que el ligante posee la función aglutinante cuando no

existe una buena adherencia entre agregado y ligante asfáltico se podría esperar fallas a edades tempranas de servicio. Normalmente denominado como desprendimiento de agregados superficiales por humedad inducida o stripping. Para evitar este tipo de fallas se pueden utilizar aditivos como cal hidratada o también se pueden emplear aditivos químicos anti-stripping. La metodología AASHTO T 283 comprende un método que puede ser utilizado para determinar si un material es propenso a fallar por humedad y también para medir la efectividad de los aditivos. (AASHTO, 2014).

La AASHTO (2014) establece que el desarrollo de esta metodología de ensayo comprende la compactación de especímenes que posean un nivel de vacíos de aire de 6.0% a 8.0%. Tres especímenes son seleccionados para ensayarlos sin acondicionamiento de humedad y otros tres especímenes que serán acondicionados a saturación en agua, un ciclo de congelamiento y un ciclo de sumersión en agua a una temperatura determinada. Todos los especímenes proceden a ser ensayados a tracción indirecta, cargando los especímenes a un nivel de carga constante y midiendo la fuerza requerida para quebrar el espécimen en dos. La Resistencia a Tracción Indirecta de los especímenes acondicionados es comparada con la Resistencia a Tracción Indirecta de los especímenes de control (sin acondicionamiento) para de esta manera determinar el TSR (Tensile Strength Ratio). Esta metodología también puede ser realizada con especímenes extraídos de campo una vez culminado el proceso de pavimentación.

El stripping es un proceso que puede ser influenciado por la humedad y se puede traducir como una pérdida de la resistencia mediante la debilitación de los enlaces entre agregado y el ligante asfáltico. (Kuang, 2012).

2.4.11. Resistencia a la Deformación Permanente – AASHTO T 324-14

Esta metodología describe un procedimiento para estudiar el ahuellamiento y la susceptibilidad a la humedad de las mezclas asfálticas, los especímenes fabricados son ingresados en el aparato denominado Rueda de Hamburgo. La metodología ensaya los especímenes sumergidos en agua, cargadas bajo una rueda metálica, el ensayo provee información sobre el nivel de deformación permanente causada por una carga concentrada y móvil. Un compactador mecánico de laboratorio fue diseñado para fabricar placas de mezcla asfáltica. También, el compactador giratorio Superpave (SGC, por sus

siglas en inglés) fue diseñado para fabricar especímenes en laboratorio. Alternativamente, especímenes de campo con diámetros de 150.0mm (6 pulgadas), 250.0mm (10 pulgadas) o extraerlas mediante un corte liso de placas de campo. (AASHTO, 2014).

La AASHTO (2014) alega que esta metodología es empleada para determinar la susceptibilidad a una falla prematura debido a una estructura de agregado débil, inadecuada rigidez del ligante asfáltico o daño por humedad. Esta metodología mide la profundidad de ahuellamiento y el número de pasadas para llegar a la falla. Además, mide el potencial de daño por humedad debido a que los especímenes son sumergidos en agua a una temperatura controlada mientras son cargados por las ruedas metálicas.

2.4.12. Resistencia al agrietamiento por Fatiga – AASHTO T 321-14

La metodología sostiene el procedimiento para determinar la vida a la Fatiga y la energía de Fatiga de un espécimen de mezcla asfáltica compactada con una geometría de 380.0mm de largo, 50.0mm de espesor y 63.0mm de ancho. Los especímenes son vigas (con las medidas indicadas) cortados con superficies lisas en laboratorio o extraídos de campo, las mezclas asfálticas compactadas están sujetas a cargas flexurales repetidas hasta su falla. (AASHTO, 2014).

La metodología sostiene dos sub métodos mediante los cuales se puede determinar la vida a la fatiga, el primero es el de Esfuerzo controlado donde se van estableciendo valores de carga determinadas y se miden las deformaciones que se van causando sobre los especímenes de ensayo y el segundo (normalmente utilizado) es el de deformación controlada y sostiene que ese mantiene los niveles de deformación, entre 250 microstrains a 750 microstrains para mezclas convencionales, las consideraciones de falla para esta metodología parte desde la determinación de la rigidez inicial de la viga que se ensaya y cuando esta rigidez disminuye a un 50.0% debido a las cargas repetidas a los que son sometidas, se determina que el espécimen falló. Los resultados se muestran como la cantidad de ciclos de carga que soportó a lo largo del desarrollo del ensayo.

3. Descripción general de la investigación

La investigación se desarrolló en 6 etapas como la metodología planteada lo describe previamente. Dentro de estas etapas se cuentan con al menos 4 de ellas (desde la etapa 2 hasta la etapa 5) que son completamente operativas, manuales, de control y análisis constante. Es por ello que en este capítulo se pretende desarrollar y explicar de mejor manera cada una de estas etapas, con el fin de transmitir los objetivos de la investigación de una forma más clara.

Las principales materias primas empleadas para la investigación son:

- Agregado mineral grueso y fino.
- Ligante asfáltico de petróleo.
- Aditivos para Mezclas tibias de origen químico y natural.

3.1. Agregado Mineral

Para la investigación se utilizó agregado pétreo manufacturado o producido industrialmente en la cantera “Crushing”, ubicada en el distrito de Lurín, al sur de la ciudad de Lima, Perú.

Se cuenta con 3 agregados con configuraciones y características diferentes entre sí. El primer agregado se describe como una piedra triturada (chancada) de tamaño máximo nominal (TMN) de $\frac{1}{2}$ ”, el segundo un confitillo o piedra triturada de menor tamaño máximo nominal (aproximado de TMN $\frac{1}{4}$ ”) y el tercer agregado una arena manufacturada con una presencia importante de material fino dentro de su composición. (Ver **Figura 7**).



Figura 7. Agregado mineral empleado para la investigación.

De la descripción anterior se procedió a separar todo el grupo de agregados en dos tipos diferenciados entre sí por la malla N°4 (4.75mm) como agregados gruesos y agregados finos, el proceso se muestra en la **Figura 8**.



Figura 8. Confitillo dentro de las mallas de análisis granulométrico.

Para cada uno de los agregados descritos anteriormente, se realizaron ensayos de caracterización física que se muestran a continuación.

*La caracterización física de los agregados gruesos y de los agregados finos se muestran en la **Tabla 3** y*

Tabla 4.

Tabla 3. Caracterización física de agregado grueso.

Ensayos	Norma Perú	Requerimiento		Norma Costa Rica	Requerimiento		Resultado
		< 3000	> 3000		Tipo A y B	Tipo C y D	
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E 209	18% máx	15% máx	INTE C61	20% máx	20% máx	3.50%
Abrasión Los Angeles	MTC E 207	40% máx	35% máx	INTE C64	40% máx	30% máx	9.80%
Adherencia	MTC E 517	95	95	---	---	---	+95
Indice de Durabilidad	MTC E 214	35% mín	35% mín	AASHTO T 210	35% mín	35% mín	69.30%
Partículas Chatas y alargadas	ASTM 4791	10% máx	10% máx	ASTM 4791	10% máx	10% máx	7.60%
Caras fracturadas	MTC E 210	85/50	90/70	ASTM D 5821	95/90	95/90	95/90
Sales solubles totales	MTC E 219	0.5% máx	0.5% máx	---	---	---	0.14%
Absorción	MTC E 206	1.0% máx	1.0% máx	INTE C68	---	---	0.90%

Tabla 4. Caracterización física de agregado fino.

Ensayos	Norma Perú	Requerimiento		Norma Costa Rica	Requerimiento		Resultado
		< 3000	> 3000		Tipo A y B	Tipo C y D	
Equivalente de arena	MTC E 114	60% mín	70% mín	AASHTO T 176	50% mín	50% mín	64.00%
Angularidad del agregado fino	MTC E 222	30% mín	40% mín	AASHTO T 304	45% mín	45% mín	45%
Azul de metileno	AASHTO TP 5	8 máx	8 máx	INTE C150	5 máx	5 máx	5.0
Índice de plasticidad (Malla N°40)	MTC E 111	NP	NP	ASTM D 4318	NP	NP	NP
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E 209	-	18% máx	INTE C61	20% máx	20% máx	6.30%
Índice de Durabilidad	MTC E 214	35% mín	35% mín	AASHTO T 210	35% mín	35% mín	58%
Índice de plasticidad (Malla N°200)	MTC E 111	4 máx	NP	ASTM D 4318	NP	NP	NP
Sales solubles	MTC E 219	0.5% máx	0.5% máx	---	---	---	0.40%
Absorción	MTC E 205	0.5% máx	0.5% máx	INTE C68	---	---	0.80%

3.2. Ligante asfáltico de petróleo

Para la investigación se utilizó un ligante asfáltico producto de la destilación del petróleo realizado en la planta de Repsol ubicada en la ciudad de Lima, Perú.

La denominación comercial e industrial del ligante a utilizar en la investigación es PEN 60/70, puesto que la denominación y clasificación de ligantes asfálticos convencionales (sin modificación) dentro de Perú aún siguen siendo por medio de las características de dureza, dicha característica determinada mediante el ensayo de penetración contemplada dentro de la normativa americana de materiales ASTM D 5, cuyo equipo se muestra a continuación en la **Figura 9**.



Figura 9. Ensayo de Penetración para ligantes asfálticos.

El ligante asfáltico escogido para el desarrollo de toda la investigación proviene del lote N° 60/70-003-11-2021 con las siguientes características físicas entregadas por el mismo proveedor Repsol y se muestran a continuación en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Caracterización de ligante asfáltico PEN 60/70.

Ensayo	Método ASTM	Unidades	Especificaciones		Resultado	
			Mínimo	Máximo		
Penetración	5 s, 25°C	D-5	dmm	60	70	63
Punto de inflamación		D-92	°C	232	---	296
Gravedad específica	5cm/min, 25°C	D-70		Reportar		1.024
Ductilidad		D-113	cm	100	---	> 105
Solubilidad en Tricloroetileno		D-2042	%	90	---	99.94
Efecto de calor y aire (Película fina)		D-1754		Mínimo	Máximo	
Pérdida por calentamiento		D-1754	%	---	0.8	0.130
Penetración retenida		D-5		52	---	74.1
Ductilidad		D-113	cm	50	---	96.5
Índice de Penetración		RLB		-1	1	-0.3
Fluidez						
Viscosidad cinemática	100°C	D-2170	cSt	Reportar		4733
Viscosidad cinemática	135°C	D-2170	cSt	200	---	500
Adherencia		D-3625		Mínimo	Máximo	

Ensayo	Método ASTM	Unidades	Especificaciones		Resultado
			Mínimo	Máximo	
Revestimiento y desprendimiento	D-3625	%	> 95	---	> 95

3.3. Aditivos para Mezclas tibias

Dentro de la investigación se utilizaron aditivos para mezclas tibias de origen químico y un aditivo propuesto de origen natural, haciendo un total de 5 aditivos dentro de los cuales 4 de ellos (origen químico) ya cuentan con una patente inscrita por las distintas casas proveedoras y productoras. Por el lado del aditivo de mezcla tibia de origen natural se tiene una propuesta propia por parte de la investigación fabricada en base al Aceite de palma producido en Costa Rica.

Los 4 aditivos de origen químico que se emplearán se indican y muestran a continuación en la **Figura 10**.

- Q1 – Evotherm P25 (Ingevity USA)
- Q2 – Zycotherm (Zydex industries India)
- Q3 – Iterlow (Iterchimica Italia)
- Q4 – Warm Grip D-450 EU (RoadScience USA)

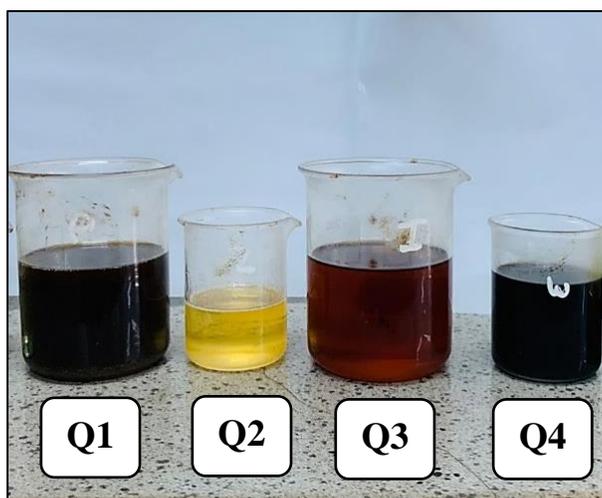


Figura 10. Aditivos Warm mix de origen químico.

Y, por último, mi propuesta de aditivo de mezcla tibia de origen natural que será denotado como se muestra a continuación en la **Figura 11**.

- N1 – Aceite crudo de Palma aditivado (Producción propia).



Figura 11. Aditivo Warm mix propuesto de origen natural.

Con respecto a los 4 aditivos patentados descritos al principio se cuenta con las fichas técnicas donde se muestran todas las bondades y características generales que estas poseen.

Con respecto al aditivo con base en el aceite crudo de palma, primeramente, se ensayó de manera experimental por si esta sufría algún tipo de variación de masa, ebullición violenta o cambio drástico en su consistencia frente a la exposición a temperaturas altas de manera directa (véase **Figura 12**), puesto que estas serán las condiciones en las cuales trabajará eventualmente dentro de una planta de asfaltos. Es oportuno indicar que, se realizaron estas pruebas acompañadas de una muestra de aceite aromático el cual es comúnmente utilizado con ligantes asfálticos, como patrón de comparación o correlación.



Figura 12. Calentamiento a alta temperatura de muestra de aceite de palma.

De estas pruebas se obtuvieron resultados alentadores puesto que por medio del uso de una balanza con precisión de 0.01 y mediante la exposición directa al calor de cada una de las muestras ensayadas se observó que no sufrieron ningún tipo de cambio volumétrico o de masa importante, dichos datos se muestran a continuación en la **Tabla 6**.

Tabla 6. Experimentación Aceite de palma a altas temperaturas

Material	Tara (gramos)	Tara + Peso aceite (antes de calentamiento)	Tara + Peso aceite (Después calentamiento)	Porcentaje de variación
Aceite epoxidado	47.9	77.4	76.7	< 1.0%
Aceite crudo de palma	46.9	76.8	76.2	< 1.0%

Adicionalmente se realizó un análisis de la viscosidad Saybolt Furol (AASHTO T 72) para la muestra de aceite crudo de palma como se muestra en la **Figura 13**, donde se realizaron 3 corridas con 3 muestreos distintos obteniendo los resultados mostrados en la **Tabla 7**.



Figura 13. Ensayo de Viscosidad Saybolt Furol para Aceite crudo de palma.

Tabla 7. Ensayo Viscosidad Saybolt Furol para Aceite crudo de Palma.

Viscosidad Saybolt Furol (AASHTO T 72)	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Promedio	% Variación
Segundos Saybolt Furol	27	29	27	28	1.0%

3.4. Diseño de Mezcla asfáltica densa

El diseño de mezcla asfáltica en caliente fue desarrollado por medio del procedimiento Marshall explicado anteriormente en la presente investigación. Este procedimiento fue realizado posterior a toda la caracterización física realizada a todos los materiales componentes, como los agregados minerales, el ligante asfáltico y los aditivos a utilizar.

Como producto del diseño realizado se obtienen los porcentajes óptimos de cada uno de los tipos de agregados minerales para la mezcla, los cuales se detallan a continuación.

- Piedra chancada ½” – Cantera Crushing → 10.0%
- Piedra chancada 3/8” – Cantera Crushing → 40.0%
- Arena combinada – Cantera Crushing → 50.0%

Cabe aclarar que la gradación que se utiliza para la investigación corresponde a la descrita en la normativa ASTM D-3515, específicamente la correspondiente al quinto huso (D-5, resaltado en rojo) con tamaño máximo nominal ½ pulgada o 12.5 mm, la misma que se muestra a continuación en la **Tabla 8**.

Tabla 8. Gradaciones ASTM D 3515 para mezclas asfálticas densas. (ASTM, 2001).

Malla		Denominación de Mezcla								
		D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	D-8	D-9
		50 mm	37.5 mm	25.0 mm	19.0 mm	12.5 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	1.18 mm
mm	pulgadas	(2 pulg.)	(1 1/2 pulg.)	(1 pulg.)	(3/4 pulg.)	(1/2 pulg.)	(3/8 pulg.)	(N°4) (Asfalto arena)	(N°8)	(N°16) (Asfalto delgado)
63	2 1/2	100	---	---	---	---	---	---	---	---
50	2	90-100	100	---	---	---	---	---	---	---
37.5	1 1/2	---	90-100	100	---	---	---	---	---	---
25	1	60-80	---	90-100	100	---	---	---	---	---
19	3/4	---	56-80	---	90-100	100	---	---	---	---
12.5	1/2	35-65	---	56-80	---	90-100	100	---	---	---
9.5	3/8	---	---	---	56-80	---	90-100	100	---	---
4.75	N°4	17-47	23-53	29-59	35-65	44-74	55-85	80-100	---	100
2.36	N°8	10-36	15-41	19-45	23-49	28-58	32-67	65-100	---	95-100
1.18	N°16	---	---	---	---	---	---	40-80	---	85-100
0.6	N°30	---	---	---	---	---	---	25-65	---	70-95
0.3	N°50	3-15	4-16	5-17	5-19	5-21	7-23	7-40	---	45-75
0.15	N°100	---	---	---	---	---	---	3-20	---	20-40
0.075	N°200	0-5	0-6	1-7	2-8	2-10	2-10	2-10	---	9-20

A continuación, en la **Figura 14** y **Figura 15** se presenta la distribución granulométrica de los agregados minerales que se utilizaron para el desarrollo del diseño de mezcla empleada para toda la investigación.

Como se observa, se cumple con el huso granulométrico elegido (ASTM D 3515 del huso 5 con tamaño máximo nominal TMN ½”), además presenta una leve tendencia hacia el lado grueso del rango permisible de distribución de las partículas, siendo esta una característica particularmente elegida para el diseño y desarrollo de la presente investigación, después de haber evaluado visualmente las características físicas y de forma propias del material con el fin de obtener una estructura robusta, contribuyendo a tener un óptimo desarrollo de los estudios a lo largo del desarrollo de la investigación.

COMBINACIÓN TEORICA DE AGREGADOS GRUESO Y FINO						
MALLAS						
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)	RET. PAR. %	RET. AC. %	PASA %	ESPECIFICACION ASTM D-3515 D5	
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050			100.0	100	100
1/2"	12.700	6.5	6.5	93.5	90	100
3/8"	9.525	7.6	14.1	85.9		
1/4"	6.350					
# 4	4.760	29.8	43.9	56.1	44	74
# 6	3.360					
# 8	2.380	18.0	61.9	38.1	28	58
# 10	2.000					
# 16	1.190	10.2	72.1	27.9		
# 20	0.840					
# 30	0.590	6.8	78.9	21.1		
# 40	0.426					
# 50	0.297	6.6	85.5	14.5	5	21
# 80	0.177					
# 100	0.149	5.9	91.4	8.7		
# 200	0.074	3.1	94.5	5.6	2	10
< # 200	(ASTM C-117)	5.6	100.0	0.0		

PROPORCIONES DE MEZCLA DE AGREGADOS

PIEDRA CHANCADA 1/2" 10.0 %

PIEDRA CHANCADA 3/8" 40.0 %

ARENA COMBINADA 50.0 %

ESPECIFICACIONES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ASTM D-3515 PARA MEZCLA ASFALTICA EN CALIENTE

Figura 14. Distribución granulométrica de los agregados de diseño por mallas.

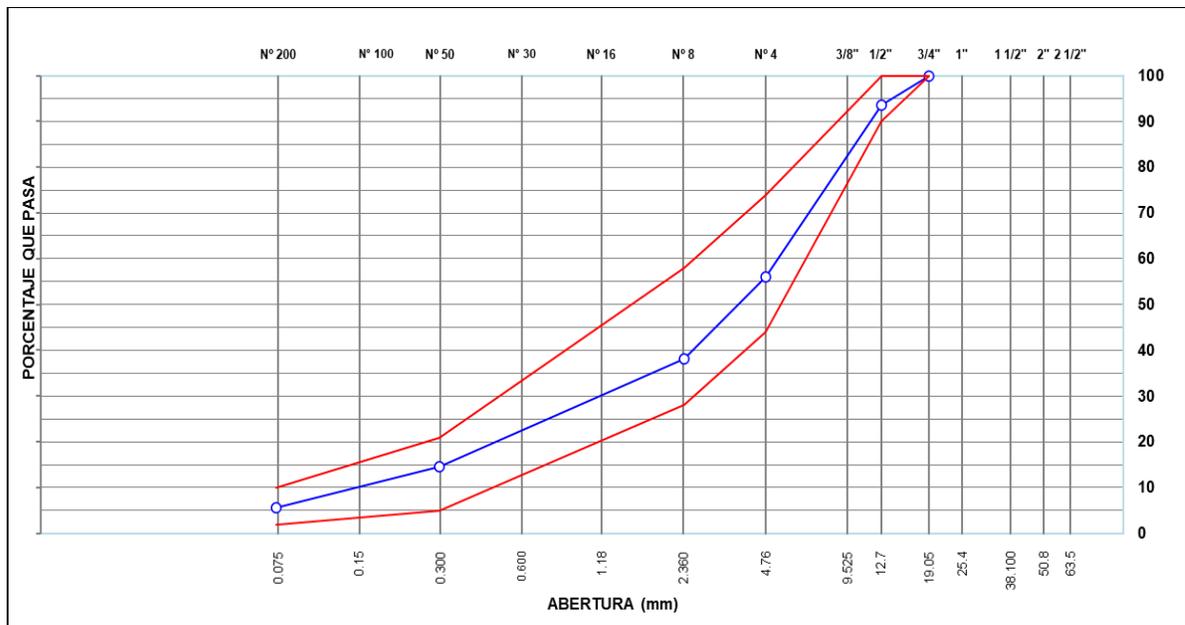


Figura 15. Distribución granulométrica gráfica de los agregados de diseño.

Dentro del marco teórico contenido en la presente investigación, se describió previamente que la metodología de diseño de mezcla densa que se emplearía para este caso sería la descrita por la Metodología Marshall (AASHTO T 225), la cual es mundialmente

utilizada en la mayoría de diseño de pavimentos flexibles, parte del procedimiento se muestra en la **Figura 16** y en la **Figura 17**.



Figura 16. Proceso de Diseño por metodología Marshall.

Es así que, como producto final de todo el procedimiento de diseño, además de la gradación previamente establecida, se obtuvo también el contenido óptimo de ligante asfáltico constituyéndose en el valor de 5.8% en peso de mezcla. En la **Tabla 9**, se detallan algunas características de la mezcla asfáltica diseñada. Cabe aclarar que este diseño fue realizado en un estado inalterado tanto de los agregados pétreos como del ligante asfáltico, es decir, sin emplear algún tipo de aditivo o agente afín.

Tabla 9. Características finales de la mezcla asfáltica a 75 golpes Marshall.

N° DE GOLPES	75		
CEMENTO ASFÁLTICO (% EN PESO DE LA MEZCLA TOTAL)	5.6	5.8	6.0
DENSIDAD SECA BULK (g/cm ³)	2.399	2.405	2.411
VACIOS (%)	4.5	3.9	3.4
V.M.A. (%)	16.55	16.52	16.50
R.B.V. (%)	72.8	75.9	79.0
FLUJO (0,25 mm)	12.1	12.4	12.7
ESTABILIDAD (kg)	1509.0	1520.0	1525.0
Relación polvo – asfalto	1.08	1.04	1.00



Figura 17. Compresión de especímenes en prensa Marshall.

3.5. Estudios y análisis sobre las mezclas asfálticas estudiadas

3.5.1. Análisis del efecto de la temperatura de mezcla y compactación sobre el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas.

Para el análisis de los efectos que pueda tener las variaciones de temperaturas de arranque de procesos de mezclado y compactación en el producto final en mezcla, se determinaron como especímenes de estudio a todas las mezclas asfálticas estudiadas, esto quiere decir que se trabajó con la mezcla asfáltica patrón (inalterada) y con las mezclas asfálticas aditivadas tanto con los aditivos para mezcla tibia de origen químico y de origen natural. Los especímenes fueron mezclados manualmente en laboratorio (véase **Figura 18**) y posterior a ello compactados por medio del compactador giratorio Superpave (SGC, por sus siglas en inglés) hasta alcanzar las dimensiones que comúnmente posee un espécimen para diseño Marshall (6cmx10cm).



Figura 18. Proceso de mezclado con control de temperatura en mezcla.

Específicamente el proceso análisis de este efecto, se comenzó por medio de la fabricación de especímenes con cada uno de los tipos de mezcla asfáltica que se describen como una mezcla asfáltica patrón, mezcla asfáltica con 0.5% de Evotherm P-25, mezcla asfáltica con 0.1% de Zycotherm, mezcla asfáltica con 0.5% de Iterlow RS, mezcla asfáltica con 0.5% de WarmGrip D-450 y mezcla asfáltica con 0.5% de Aceite crudo de palma a diferentes temperaturas de arranque.

Estas temperaturas se establecieron a partir de la carta de viscosidad-temperatura del ligante asfáltico empleado, el cual determina una temperatura de mezclado óptimo en promedio de 152°C (se adjunta carta de viscosidad – temperatura de ligante asfáltico base, **Figura 19**), es así como las tres temperaturas de arranque se establecieron en 120°C, 130°C y 150°C.

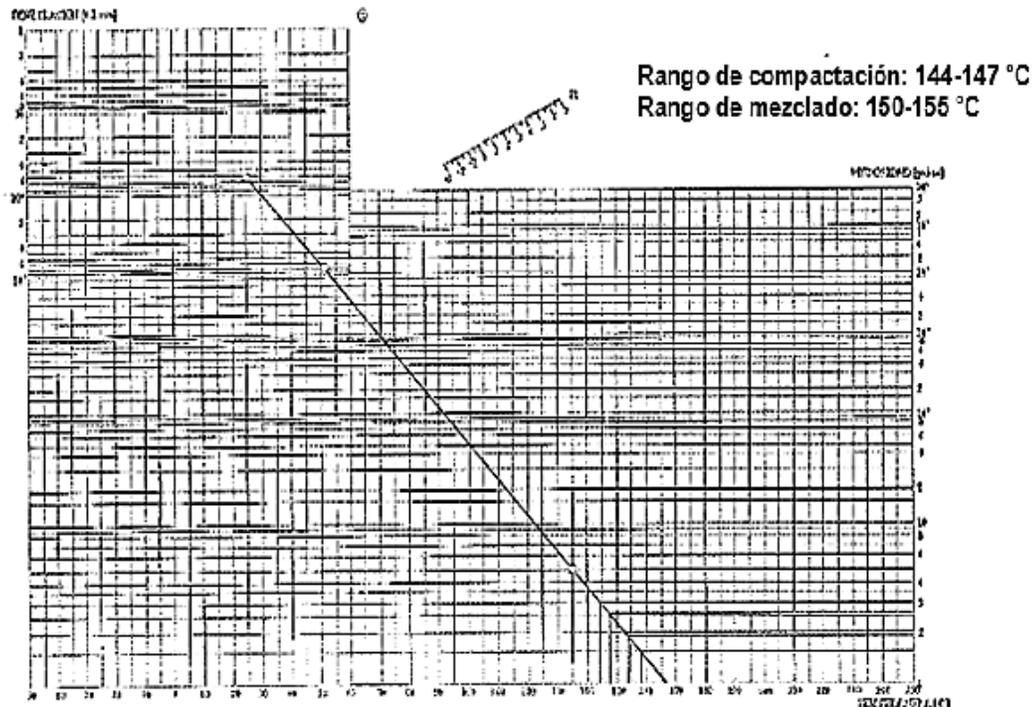


Figura 19. Carta de viscosidad-temperatura para ligante asfáltico PEN60/70.

A estas temperaturas, primero se comenzaron con los procesos de mezclados que fueron realizados con un control visual de adecuado recubrimiento y control de temperatura en un tiempo promedio para todos los especímenes, luego se realizó la compactación por medio del compactador giratorio Superpave (SGC, por sus siglas en inglés) (véase *Figura 20*) donde se establecieron parámetros homogéneos para cada una de las mezclas asfálticas como, la aplicación de un número total de 100 giros en todos los casos, una velocidad de 30 giros por minuto, una presión de compactación de 600KPa y un ángulo de giro de 1.16° o 20.20 rads (como lo indica la AASHTO T 312). Estas consideraciones fueron importantes a la hora de desarrollar esta etapa, puesto que todos los parámetros antes explicados son los mismos para todas las mezclas asfálticas, de esta manera se asegura evaluar de manera directa, la influencia de cada tipo de aditivo (químico y natural) sobre las mezclas asfálticas que: de hecho, es el único parámetro a variar entre cada ensayo que se fue desarrollando.



Figura 20. Compactador giratorio Superpave empleado en la investigación.

Después de los procesos de compactación, se obtuvieron los especímenes de prueba y se muestran en la *Figura 21*, una vez que se cuentan con los especímenes a los distintos niveles de temperatura, se realizó el ensayo de medición de peso específico bulk o bruta para especímenes compactados de mezcla asfáltica. Se empleó la normativa AASHTO T 16 (2020) la cual determinó el peso específico (G_{mb}) antes indicado para cada uno de los especímenes compactados de mezcla asfáltica por medio de 3 métodos, tomando en cuenta que este procedimiento no se aplica a especímenes de gradación abierta, ya que cuando la absorción del espécimen supera un 2.0% se debería optar por el procedimiento descrito en la AASHTO T 275. Parte del proceso se muestra en la *Figura 22*.



Figura 21. Grupo de especímenes producidos a las 3 temperaturas.



Figura 22. Especímenes sumergidos a 25°C para ensayo de densidad.

Una vez culminado este procedimiento fue posible determinar a distintas temperaturas (120°C, 130°C y 150°C) cuál de las mezclas asfálticas poseen mayor capacidad y facilidad de ser compactadas, además que se pudo observar directamente cual es la influencia que tiene el aditivo para mezclas tibias, sobre todo referente a la capacidad de compactabilidad a medida que la temperatura de arranque de proceso va disminuyendo, todo comparado con respecto a los especímenes de mezcla asfáltica patrón o inalterada.

3.6. Estudios y análisis de Desempeño de Ligantes asfálticos

El estudio de desempeño para los ligantes asfálticos se pueden realizar por medio del estudio del comportamiento reológico que estos poseen. Dentro del estudio reológico se considera el análisis de viscosidad y el estudio del grado de desempeño de cada uno de los ligantes, en estado virgen sin ninguna alteración, envejecido en horno RTFO (conocido también como envejecimiento a corto plazo) y envejecido a presión en PAV (conocido también como envejecimiento a largo plazo).

El estudio de viscosidad de ligantes asfálticos se realizó por medio de la metodología contemplada en la ASTM D 4402 denominada Ensayo de determinación de la Viscosidad del asfalto a altas temperaturas empleando el viscosímetro Rotacional, donde ASTM (2015) indica que la importancia de conocer la viscosidad del asfalto a altas temperaturas radica en determinar si puede ser manejado y bombeado en la refinería o planta de producción. Para este ensayo específicamente se utilizará el viscosímetro rotacional Brookfield (véase **Figura 23**), el mismo que determina la viscosidad mediante la medición del torque necesario aplicado para poder hacer rotar una aguja o spindle que gira dentro de la muestra de 8 gramos de ligante asfáltico.



Figura 23. Viscosímetro rotacional Brookfield.

Para el caso de este ensayo se corrieron especímenes de ligantes asfálticos donde el primero de todos viene a ser el ligante asfáltico patrón, los siguientes 4 son ligantes asfálticos aditivados con aceite crudo de palma en diferentes contenidos y por último se tiene el ligante asfáltico aditivado con aceite epoxidado comúnmente empleado para procesos de aditivación y modificación. Los resultados se presentan en la **Tabla 10**.

Tabla 10. Resultados de ensayo de Viscosidad Rotacional Brookfield.

Muestra	Aguja (N°)	Temp. (°C)	RPM	Torque	Temp. (°C)	RPM	Torque	Temp. (°C)	RPM	Torque
N°1	21	135.0	20	18.3%	145.0	20	12.5%	175.0	20	5.5%
			V.B. (cP)	475.5		V.B. (cP)	280.5		V.B. (cP)	90.5
N°2	21	135.0	20	17.6%	145.0	20	11.8%	175.0	20	4.2%
			V.B. (cP)	440.0		V.B. (cP)	265.5		V.B. (cP)	87.5
N°3	21	135.0	20	16.6%	145.0	20	10.1%	175.0	20	3.3%
			V.B. (cP)	415.0		V.B. (cP)	252.5		V.B. (cP)	82.5
N°4	21	135.0	20	13.6%	145.0	20	8.4%	175.0	20	2.8%
			V.B. (cP)	340.0		V.B. (cP)	210.0		V.B. (cP)	70.0
N°5	21	135.0	20	14.2%	145.0	20	8.8%	175.0	20	2.9%
			V.B. (cP)	355.0		V.B. (cP)	220.0		V.B. (cP)	72.5

**V.B. (cP) – Viscosidad rotacional Brookfield (centiPoises)

Las 5 muestras identificadas de manera general dentro de la descripción del ensayo se describen como sigue:

N°1 - PEN60/70 (Patrón).

N°2 - PEN60/70 + 0.5% Aceite crudo de Palma.

N°3 - PEN60/70 + 1.0% Aceite crudo de Palma.

N°4 - PEN60/70 + 3.0% Aceite crudo de Palma.

N°5 - PEN60/70 + 3.0% Aceite epoxidado.

Adicionalmente, con las muestras indicadas anteriormente se realizó una corrida completa de chequeo en el ensayo de penetración contemplada en la metodología ASTM D 5, donde se tomó un espécimen para cada uno como se muestra en **Figura 24**.



Figura 24. Cinco especímenes para ensayo de penetración.

Del ensayo, se obtuvieron los resultados de penetración mostrados en la **Tabla 11**.

Tabla 11. Resultados de ensayo de Penetración de ligantes con aceite de palma.

Ensayo de Penetración (ASTM D 5)	N°1			N°2			N°3			N°4			N°5			Variación entre mediciones
	Lecturas (dmm)	64	62	63	68	69	70	76	78	78	101	103	101	93	95	
Promedio (dmm)	63			69			77			102			94			

Posteriormente, se realizaron corridas completas de caracterización por Grado de desempeño (PG, por sus siglas en ingles) para cada uno de los 5 especímenes enlistados anteriormente.



Figura 25. Preparación de especímenes para DSR.

Cada espécimen fue estudiado a nivel virgen o sin ningún tipo de envejecimiento para poder determinar el Grado de performance a alta temperatura por medio del empleo del Reómetro de Corte Dinámico y la determinación de la relación entre el Módulo complejo sobre el seno del ángulo de fase ($G^*/\text{sen}\delta$), posteriormente se realizó el envejecimiento en el horno de película fina rotatoria RTFO (véase **Figura 26**), comúnmente conocido como envejecimiento a corto plazo, y se realizaron corridas para la determinación del Grado de desempeño.



Figura 26. Proceso de caracterización de ligante en DSR y muestras RTFOT.

De manera análoga a los procedimientos ya explicados, todos los ligantes asfálticos utilizados directamente para el trabajo de investigación propiamente dicho (ligante asfáltico virgen o patrón y a los demás aditivados mediante insumos de origen químico y origen natural) fueron completamente estudiados a nivel del Grado de desempeño, RTFOT, MSCR, PAV, LAS y BBR. Todos los resultados y la descripción de lo encontrado se encuentran detallados y analizados en el capítulo IV del presente documento.

3.7. Estudios y análisis de Desempeño de mezclas asfálticas estudiadas

El estudio de desempeño de mezclas asfálticas se realiza por medio de pruebas o ensayos de laboratorio que van direccionados específicamente a cada tipo de falla que pueden sufrir. Específicamente se cuentan con 3 tipos de falla que se analizarán los cuales son, el agrietamiento o daño por humedad inducida, la deformación permanente y el agrietamiento por fatiga.

Para el caso del análisis del agrietamiento o daño por humedad inducida se realizará por medio del ensayo denominado Resistencia de mezclas asfálticas compactadas al daño por humedad inducida (AASHTO T 283), el análisis de la deformación permanente se realizarán por medio del ensayo denominado Rueda de Hamburgo en mezclas asfálticas compactadas (AASHTO T 324-14) y por último el agrietamiento por fatiga será analizado por medio del ensayo denominado Determinación de la vida a la fatiga de mezclas asfálticas compactadas sometidas a flexo-tracción en viga de 4 puntos (AASHTO T 321-14). Una vez realizados todos estos ensayos sobre cada una de las mezclas asfálticas (mezcla patrón y mezclas aditivadas) se puede valorar el desempeño para cada uno de los tipos de mezcla de acuerdo a los resultados de la Razón de Rigidez en tensión (TSR, por sus siglas en inglés) o también conocido como Resistencia Retenida a la Tensión Diametral (RRTD), correspondientes al agrietamiento por humedad inducida, número máximo de pasadas de la rueda de Hamburgo para el análisis de la deformación permanente y el número máximo de ciclos de carga conservando más del 50% de la rigidez inicial del espécimen para el análisis de vida a la fatiga.

3.7.1. *Análisis de Resistencia al agrietamiento por humedad inducida (AASHTO T 283-13)*

La AASHTO (2013) explica que mediante esta metodología se mide la Resistencia en tensión (Tensile Strength) necesaria para causar ruptura de los enlaces entre materiales componentes de la mezcla asfáltica compactada analizada, así mismo, aclara que las mezclas asfálticas en caliente pueden presentar susceptibilidad a la presencia de humedad o agua en la superficie terminada del pavimento, lo cual causaría que el ligante asfáltico se desprenda junto a los agregados, presentando una ausencia de esta matriz ligante-agregado, normalmente se conocen como Desprendimiento por humedad o Stripping. Para ayudar a la prevención de este tipo de fallas es que se puede emplear aditivos como Cal hidratada o aditivos químicos anti - desprendimiento. La metodología AASHTO T 283 precisamente es empleada para determinar si una mezcla asfáltica es susceptible a la humedad o también para analizar la efectividad de ciertos aditivos que puedan ser empleados para este tratamiento.

Se emplearon 6 especímenes de 4 pulgadas de diámetro con contenidos de vacíos entre 6.0% y 8.0% después de compactados para poder seguir con la metodología de ensayo. De los 6 especímenes, 3 de ellos fueron analizados por el medio seco (sin ningún tipo de acondicionamiento) y los otros 3 se trabajaron mediante un acondicionamiento por saturación, un ciclo de congelamiento y sumersión en agua a 60°C seguido de una sumersión en agua a 25°C esta última para condicionar a la temperatura de ensayo. Estos especímenes una vez acondicionados fueron ensayados en la prensa hidráulica a velocidad constante en tracción indirecta, con el fin de analizar el esfuerzo requerido para quebrar el espécimen. El valor de tracción indirecta de los especímenes acondicionados fue comparado con el valor de los especímenes no acondicionados, de esta manera es que se determinó el valor de TSR (Tensile Strength Ratio) en porcentaje (%).

El cálculo que se describe anteriormente se desarrolla de la manera siguiente:

$$S_t = \frac{2000 * P}{\pi * t * D}$$

Donde:

S_t = Resistencia en tensión (KPa)

P = Carga máxima aplicada (N)

t = Espesor de la muestra (mm)

D = Diámetro de la muestra (mm)

$$TSR = \frac{S_1}{S_2}$$

Donde:

TSR = Relación o razón de resistencia (%)

S₁ = Promedio del grupo seco de especímenes (KPa)

S₂ = Promedio del grupo acondicionado de especímenes (KPa)

3.7.2. Análisis de Resistencia a la deformación permanente (AASHTO T 324-14)

La AASHTO (2014) presenta esta metodología como un procedimiento para la evaluación de ahuellamiento (deformación plástica) y susceptibilidad a la acción de la humedad en las mezclas asfálticas en caliente, por medio del equipo denominado Rueda de Hamburgo. Los especímenes de mezcla asfáltica compactada son sumergidos en una cámara de agua, que cuenta con dos ruedas metálicas, de esta manera se obtiene información sobre deformación permanente a raíz del movimiento de las ruedas, normalmente para la producción de los especímenes, sea en forma de núcleos o placas, es empleado el Compactador Giratorio Superpave (SGC, por sus siglas en inglés) que fue diseñado específicamente para la confección de los especímenes para este tipo de ensayos de laboratorio. Estos especímenes, como se indicó antes, puede ser núcleos con 150 mm (6 pulgadas), 250 mm (10 pulgadas) o 300 mm (12 pulgadas) de diámetro, o una placa compactada y posteriormente moldeada por corte en las caras laterales.

La metodología AASHTO T 324 determina esta falla o susceptibilidad prematura debido a una estructura débil del agregado mineral, una inadecuada rigidez del ligante asfáltico o un daño por humedad. El método indica la profundidad de ahuellamiento a un determinado número de pasadas de falla de la rueda de Hamburgo. Así mismo, mide el potencial de daño por humedad de los especímenes ya que estos se encuentran sumergidos en cámara de agua a una temperatura controlada.

Adicionalmente, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (2017) elaboró un informe donde se resaltan la diferencia en cuanto a las consideraciones de control dentro de algunos Departamentos de Transportes en los Estados Unidos de América, donde se detallaron 4 estados que son.

Departamento de Transportes de Texas (TxDOT)

El TxDOT especifica una deformación máxima de 12,5mm (0.5 pulgadas) de profundidad de ahuellamiento y la cantidad de pasadas de la rueda cargada se establece de acuerdo con el grado de desempeño (PG) del asfalto, como se detalla en la **Tabla 12**.

Tabla 12. Especificaciones para Rueda de Hamburgo, Texas DOT.

PG del asfalto a alta temperatura	Nº mínimo de pasadas
PG 64 o menor	10,000
PG 70	15,000
PG 76 o mayor	20,000

Departamento de Transportes de Illinois (IDOT)

El IDOT especifica una deformación máxima de 0.5 pulgadas (12.50 mm) de profundidad de ahuellamiento, de igual manera la cantidad de pasadas de la rueda cargada se maneja de acuerdo con el grado de desempeño (PG) del asfalto, como se detalla en la **Tabla 13**.

Tabla 13. Especificaciones para Rueda de Hamburgo, Illinois DOT.

PG del asfalto	Nº mínimo de pasadas
PG 58-XX (o menor)	5,000
PG 64-XX	7,500
PG 70-XX	15,000
PG 76-XX (o mayor)	20,000

Departamento de Transportes de Nueva York (NYSDOT)

El NYSDOT toma una posición totalmente distinta a los dos anteriormente antes explicados, ya que en este Departamento de Transportes pues solo se evalúa “sí pasa” o “no pasa”. Es así, que estos especímenes son sumergidos a 50°C en la cámara de

agua y se reporta el número de pasadas de la rueda de Hamburgo al cual los especímenes alcanzan una deformación de 0.5 pulgadas (12.5mm). Adicionalmente se tienen valores mínimos para distintos valores de PG del asfalto, por ejemplo, para un PG 64-22 debe superar como mínimo las 10,000 pasadas antes de lograr 0.5 pulgadas de deformación, así sucesivamente para un PG 70-22 un mínimo de 15,000 antes de presentar 0.5 pulgadas de deformación y para un PG 76-22 un mínimo de 20,000 pasadas de la Rueda de Hamburgo.

Departamento de Transportes de California (Caltrans)

Caltrans maneja consideraciones más estrictas a las antes descritas, puesto que además de establecer número de pasadas mínimo de acuerdo con el grado del asfalto (PG) pues también establece un número mínimo de pasadas antes de llegar al punto de inflexión. El punto de inflexión es la pasada (número) a partir de la cual el comportamiento de los especímenes dentro de la rueda de Hamburgo presenta un comportamiento distinto, el cual se puede dar por múltiples razones y se identifica por medio de un cambio de la pendiente de la curva de comportamiento. Estas especificaciones se muestran en la **Tabla 14**.

Tabla 14. Especificaciones para Rueda de Hamburgo, California DOT.

PG del asfalto	Nº pasadas mínimas @ 0.5" Prof. Deformación ensayado a 50°C +/- 1°C	Pasadas para Punto de Inflexión
PG 64 o menor	10,000	5,000
PG 70	15,000	7,500
PG 76 o mayor	20,000	10,000

Además de todas estas consideraciones, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (2017) propone que para Perú específicamente también se debería tomar en cuenta consideraciones con respecto al grado del asfalto (PG) y además considerando una profundidad de ahuellamiento máxima permisible de 0.5 pulgadas o 12.5 mm. Las consideraciones propuestas se muestran en la **Tabla 15**.

Tabla 15. Propuesta de especificaciones para Rueda de Hamburgo en Perú (MTC, 2017).

PG del asfalto	Número de pasadas mínimo
PG 64-XX o menor	10,000
PG 70-XX	15,000
PG 76-XX	20,000

Para el caso de Costa Rica, se pudo encontrar de manera general las consideraciones para este ensayo en varios trabajos de investigación. Jiménez (2019) detalla que para el ensayo de la Rueda de Hamburgo se deben fabricar especímenes con un contenido de vacíos de 7.0%, sumergidos en agua a 50.0°C, donde se les aplicará una carga dinámica de 158 lb (71.66 kg) durante un tiempo aproximado de 6 horas, además, se establece como objetivo determinar la deformación máxima de los especímenes a las 20,000 pasadas de la rueda y en el punto de inflexión en caso se presente a lo largo del ensayo. Las especificaciones costarricenses actualizadas al 2021 para este ensayo se muestran a continuación en la **Tabla 16**.

Tabla 16. Propuesta de especificaciones para Rueda de Hamburgo en Costa Rica (CR-2020, 2021).

Tipo de Mezcla	Profundidad de huella	Sin punto de inflexión antes de los 20,000 ciclos
Tipo A – Tipo B	---	
Tipo C	$\leq 6.0\text{mm}$	
Tipo D	$\leq 6.0\text{mm}$	

3.7.3. Análisis de Resistencia al agrietamiento por fatiga (AASHTO T 321-14)

La AASHTO (2014) establece como objetivo principal de este ensayo la determinación de la vida a la fatiga de un espécimen (viga) de mezcla asfáltica compactada con dimensiones de 380 mm de largo con 50 mm de espesor y 63 mm de ancho, fabricada y cortada en laboratorio o también extraída del lugar de proyecto, por medio de la aplicación de ciclos repetitivos de carga con efecto de flexo-tracción en el espécimen hasta que este falle.

Este concepto de vida a la fatiga y la energía de falla que este procedimiento determina, puede ser empleado para estimar la resistencia a la fatiga que una capa de mezcla asfáltica compactada posee, bajo la aplicación de carga repetitivas de tránsito reales. Estudiar y conocer este tipo de propiedades de las mezclas asfálticas de manera adecuada,

coadyuvará a predecir de mejor manera el desempeño de las mezclas asfálticas que se estén estudiando. (AASHTO, 2014).

Jiménez (2019) indica que este ensayo, de acuerdo a la normativa AASHTO T 321, se realiza compactando un bloque o una placa de mezcla asfáltica que debería contar con un volumen de vacíos de 8.0%. Además, esta placa debe cumplir un ciclo de acondicionamiento por temperatura como lo estipula la AASHTO (2019) dentro del procedimiento R30, donde se indica que los especímenes deberán ser ingresados dentro de un horno de convección forzada durante 120 +/- 0.5 horas a una temperatura de 85° +/- 3°C, una vez que se concluya el proceso de acondicionamiento, el espécimen deberá enfriar en el ambiente sin ser tocado o retirado de contenedor donde fue acondicionado por alrededor de 16 horas. Seguidamente, a partir de la placa compactada, se cortan y forman 4 vigas de 380mm de largo, 50mm de espesor y 63 mm de ancho, estas 4 vigas serán divididas en dos grupos de 2 especímenes para que un primer grupo sea ensayado a 400µε y un segundo grupo a 600µε. Se esperaría que el contenido de vacíos de cada una de las vigas sea aproximadamente de 7.0% puesto que de principio se contaba la placa de mezcla asfáltica con un contenido de 8.0% y al momento de realizar los procedimientos de corte la densidad de esta tiende a incrementar.

La determinación de vida a la fatiga puede ser desarrollado por dos métodos independientes y con características diferentes, uno por medio de Esfuerzo controlado y un segundo, por medio de Deformación controlada, es así que para la investigación se seleccionó el segundo método. Dentro de esta metodología se registra una rigidez inicial del espécimen en el ciclo de carga N°50, la cual nos servirá para poder analizar el ensayo de acuerdo a dos criterios, el primero corresponde a registrar el número de ciclo de aplicación de carga cuando el valor de rigidez inicial se reduzca a un valor igual al 50% de la rigidez inicial del espécimen y un segundo criterio más reciente, corresponde al valor máximo del producto $S * n$ (Rigidez de flexión por ciclo de aplicación de carga). En la presente investigación se analizarán ambos valores, reportando el primer valor (criterio) como referencia para poder compararlas con las especificaciones técnicas.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (2014) estipula que las consideraciones o leyes de fatiga que se aplican sobre las mezclas asfálticas compactadas

serán las estipuladas en las normas AASHTO T 321, NLT 350 o en la norma europea EN-12697-24 y los ensayos se realizarán bajo condiciones de densidad, temperatura y frecuencia, representativas de las condiciones reales de operación del pavimento.

El Lanamme (2015) confirma que el procedimiento utilizado para la determinación de la vida a la Fatiga en Costa Rica también adopta el indicado en la normativa AASHTO T 321, se trabaja a una temperatura de $20 \pm 0.5^{\circ}\text{C}$, se aplican 50 ciclos de carga a una deformación constante de 250 a 750 microstrain. Para trabajos específicos se utilizan dos niveles de deformación de 400 y 600 microstrain, teniendo en consideración que a los niveles seleccionados se deben sobrepasar un mínimo de 10,000 ciclos de carga antes que la rigidez del espécimen se reduzca en al menos 50% del valor inicial, fenómeno que representaría falla y final del ensayo.

El Manual de especiaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2020 (2021) establece valores mínimos de ciclos de repeticiones de carga para cada valor de deformación que se aplique sobre los especímenes. Estos parámetros se detallan en la **Tabla 17**.

Tabla 17. Especificaciones para vida a la fatiga (CR-2020, 2021).

Tipo de mezcla	Deformación unitaria controlada	Cantidad mínima de repeticiones de carga para la falla a 20°C
Tipo A – Tipo B	400 $\mu\epsilon$	---
	600 $\mu\epsilon$	---
Tipo C	400 $\mu\epsilon$	$\geq 450,000$
	600 $\mu\epsilon$	$\geq 50,000$
Tipo D	400 $\mu\epsilon$	$\geq 300,000$
	600 $\mu\epsilon$	$\geq 25,000$

4. Análisis de resultados

Dentro de este capítulo se muestran y analizan todos los resultados obtenidos en cada uno de los estudios asociados a la investigación desarrollada en la presente tesis.

Este capítulo se divide en dos grandes etapas, dentro de las cuales, la primera contiene todos los procedimientos descritos dentro de la etapa 4 descrita en la metodología de investigación, referido a los efectos de la temperatura de mezcla y compactación en el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas, y una segunda etapa con lo descrito en etapa 5 de la metodología, referido a todos los resultados obtenidos en la parte del estudio de desempeño a nivel de ligante asfáltico y el estudio de desempeño en mezcla asfáltica a nivel de resistencia a la humedad inducida, deformaciones permanentes y fisuramiento por fatiga por ciclos repetitivos de carga.

4.1. Primera etapa: Análisis y caracterización completa de ligantes asfálticos y análisis del efecto de diferentes temperaturas de mezcla y compactación en el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas propuestas

Dentro de la primera etapa, inicialmente se estudian y analizan los ligantes asfálticos utilizados a lo largo de la investigación, lo cual quiere decir, que se estudiaron de forma completa tanto el ligante asfáltico convencional o de control y los ligantes aditivados por productos químicos y natural. Los especímenes estudiados se detallan a continuación.

- Pen 60/70 – Ligante asfáltico convencional PEN 60/70 o de control.
- Pen 60/70 + 0.5% P25 – Ligante asfáltico aditivado con 0.5% de P25 de Evotherm.
- Pen 60/70 + 0.5% AP – Ligante asfáltico con 0.5% de Aceite crudo de palma.
- Pen 60/70 + 0.5% WG – Ligante asfáltico con 0.5% de WarmGrip D-450 de Road Science.
- Pen 60/70 + 0.5% I – Ligante asfáltico con 0.5% de Iterlow-T de Iterchimica.
- Pen 60/70 + 0.1% Z – Ligante asfáltico con 0.1% de Zycotherm de Zydex.

Dentro de la **Tabla 18**, se observa la caracterización completa de cada uno de los ligantes asfálticos en su estado original o sin ningún tipo de envejecimiento, las viscosidades que presentan son características de un ligante asfáltico con penetraciones en el rango 60-

70dmm y se corroboró que al analizar el grado de desempeño a la alta temperatura del ligante asfáltico de control es de PG 64. De igual manera, los diferentes ligantes asfálticos aditivados presentan diversos comportamientos entre los cuales la menor influencia negativa en el PG entre los ligantes aditivados, sucede con el espécimen que contiene el P25 (0.5%) y los ligantes aditivados más afectados son los que contienen el aditivo natural AP (0.5%) y el espécimen aditivado con I (0.5%), para cada uno de los especímenes se muestra la temperatura de falla, la misma que varía de acuerdo a la influencia de cada tipo de aditivo sobre el ligante asfáltico base.

Tabla 18. Resultados de caracterización de ligantes asfálticos en estado original de envejecimiento.

MUESTRA ORIGINAL	Ensayos	Pen 60/70	Pen 60/70 + 0.5% P25	Pen 60/70 + 0.5% ac. palma	Pen 60/70 +0.5% WarmGrip	Pen 60/70 +0.5% Iterlow	Pen 60/70 +0.1% Zycotherm
	Viscosidad Brookfield, 135°C, cP	345.0	342.5	325.0	332.5	325.0	340.0
	Penetración, 25°C, dmm	63	64	66	61	65	67
	Pto Inflamación, °C	270	272	272	270	272	274
	G*/sen δ , 58°C, kPa	2.71	2.62	2.34	2.50	2.22	2.63
	G*/sen δ , 64°C, kPa	1.20	1.19	1.07	1.13	1.01	1.18
	G*/sen δ , 70°C, kPa	0.571	0.570	0.517	0.540	0.487	0.565
	δ , 58°C	80.6	80.2	81.1	81.2	81.4	80.7
	δ , 64°C	83.2	82.8	83.4	83.6	83.8	83.2
	δ , 70°C	85.1	84.6	85.2	85.3	85.6	85.1
Temperatura de falla, °C	65.6	65.5	64.7	65.1	64.2	65.5	
Variación de masa, %	-0.437	-0.468	-0.359	-0.461	-0.528	-0.443	

La viscosidad rotacional es un aspecto que para las primeras generaciones de estos aditivos fue siempre un tema muy delicado, ya que afectaban de manera importante al ligante asfáltico otorgándole valores menores de viscosidad, haciendo que este sea mucho más fluido. Para el caso de los aditivos utilizados en la investigación y en este caso en particular, al ser de 3era generación (más reciente), los valores de viscosidad rotacional no se ven afectados, sino que más bien, en la mayoría de casos se puede ver que se conserva esta característica. Los resultados se muestran en la **Figura 27**.

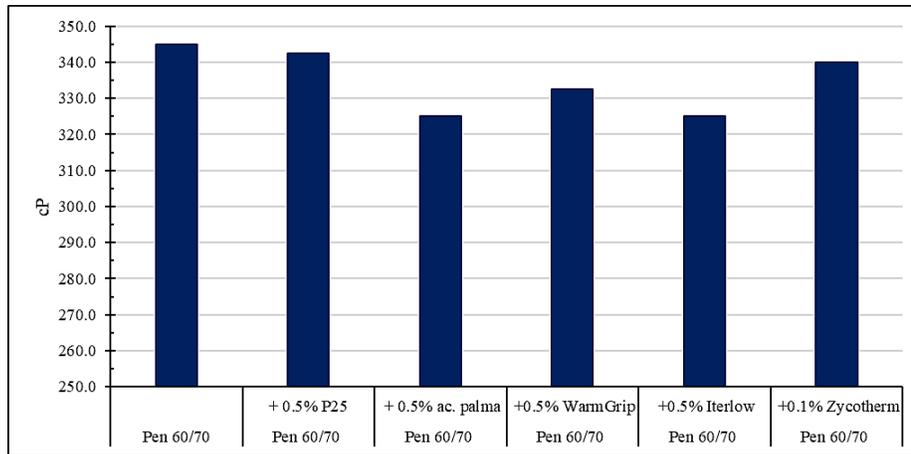


Figura 27. Resultados de viscosidad de ligantes sin envejecimiento.

De igual manera en cuanto a la determinación de PG a alta temperatura, si bien es cierto se puede corroborar que la característica de un PG 64 se acomoda a cada uno de los especímenes estudiados, debido a que la relación entre el módulo complejo y el seno del ángulo de fase ($G^*/\text{sen}\delta$) para cada uno de los ligantes asfálticos poseen valores mayores a uno. Con cada uno de estos valores al ser comparados frente al del ligante asfáltico de control, se puede estimar cual es el grado de afección que genera el empleo de cada uno de los aditivos de mezcla tibia sobre cada muestra, es así que los valores más críticos se muestran en los especímenes con AP (0.5%) y con I (0.5%), por el contrario, una resaltante conservación de la relación $G^*/\text{sen}\delta$ acompaña a los especímenes con P25 (0.5%) y con Z (0.1%). Los resultados se muestran en la **Figura 28**.

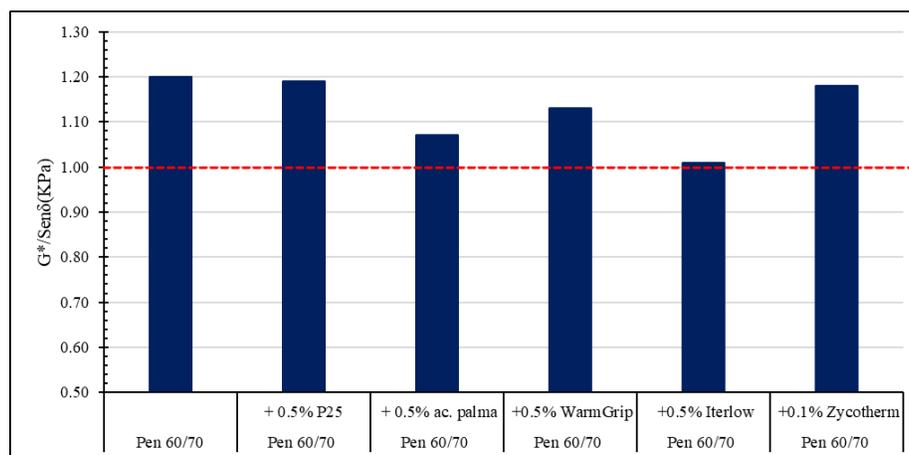


Figura 28. Resultados de PG para ligantes sin envejecimiento.

En la **Tabla 19** se muestran los resultados de la caracterización de los ligantes asfálticos empleados en la investigación una vez que fueron envejecidos en el horno de película fina rotatoria RTFO. Los resultados de PG ($G^*/\text{sen}\delta$) en el reómetro de corte dinámico (RSD, por sus siglas en inglés) mantienen el resultado de caracterización como un PG 64 para cada uno de los ligantes asfálticos analizados. Se observa también que el espécimen aditivado con P25 (0.5%) presenta un beneficio importante cuando es envejecido por temperatura y aire caliente inducido, seguido del aditivado con Z (0.1%), posterior a ello, de manera general los demás especímenes aditivados presentan comportamientos parecidos al desarrollado por el espécimen de control (sin aditivación). Este beneficio es aún más marcado cuando se analiza la temperatura de falla en cada una de las muestras, los antes mencionados presentan inclusive temperaturas mayores hasta en 2 grados frente a los demás.

Tabla 19. Resultados de caracterización de ligantes asfálticos envejecidos en horno RTFO.

MUESTRA ENVEJECIDA - RIFOI	Ensayos	Pen 60/70	Pen 60/70 + 0.5% P25	Pen 60/70 + 0.5% ac. palma	Pen 60/70 +0.5% WarmGrip	Pen 60/70 +0.5% Iterlow	Pen 60/70 +0.1% Zycotherm
	$G^*/\text{sen } \delta, 58^\circ\text{C}$, kPa	10.6	13.2	10.00	10.20	8.62	10.9
	$G^*/\text{sen } \delta, 64^\circ\text{C}$, kPa	4.90	6.07	4.60	4.72	4.03	5.07
	$G^*/\text{sen } \delta, 70^\circ\text{C}$, kPa	2.30	2.85	2.16	2.22	1.91	2.39
	$G^*/\text{sen } \delta, 76^\circ\text{C}$, kPa	1.11	1.38	---	1.08	---	1.19
	$\delta, 58^\circ\text{C}$	70.7	68.2	71.0	70.4	71.7	70.2
	$\delta, 64^\circ\text{C}$	74.2	71.8	74.4	74.0	75.2	73.7
	$\delta, 70^\circ\text{C}$	77.2	75.4	77.8	77.3	78.4	77.1
	$\delta, 76^\circ\text{C}$	80.4	78.7	---	80.3	---	79.7
	Temperatura de falla, $^\circ\text{C}$	70.5	72.2	69.8	70.2	68.9	70.9
	MSCR 64 $^\circ\text{C}$	Pen 60/70	Pen 60/70 + 0.5% P25	Pen 60/70 + 0.5% ac. palma	Pen 60/70 +0.5% WarmGrip	Pen 60/70 +0.5% Iterlow	Pen 60/70 +0.1% Zycotherm
	R 0.100, %	15.05	22.43	16.79	16.65	15.95	17.51
	R 3.200, %	5.26	7.25	4.63	4.98	4.18	5.29
	R diff, %	65.1	67.66	72.44	70.1	73.77	69.79
	Jnr 0.100, kPa	1.46	1.1	1.57	1.49	1.66	1.41
	Jnr 3.200, kPa	1.83	1.45	2.05	1.92	2.18	1.81
	Jnr diff, %	25.47	32.23	30.74	28.30	31.32	27.92
Clasificación	H	H	S	H	S	H	

Como se indicó, los resultados de PG (64 $^\circ\text{C}$) para cada uno de los especímenes presentan valores de $G^*/\text{sen}\delta$ superiores de manera importante al umbral mínimo que se establece en 2.20 según especificación. Para esta etapa, se analiza de manera directa la respuesta de cada uno de los ligantes asfálticos frente a las deformaciones permanentes, debido a que este tipo de falla es la analizada cuando se lleva a cabo el envejecimiento en RTFO, el

cual teóricamente simula el envejecimiento que sufre un ligante asfáltico en la mezcla, una vez que los procesos de manufactura y tendido fueron llevados a cabo. En la **Figura 29** se puede observar que el espécimen con P25 (0.5%) es el que presenta el mayor valor de $G^*/\text{sen}\delta$, seguido del espécimen con Z (0.1%), por otro lado, el espécimen con I (0.5%) presenta el menor valor. Cabe aclarar que un ligante asfáltico con mayor valor de $G^*/\text{sen}\delta$, posee un comportamiento viscoelástico deseable y confiable a la temperatura alta que este se ha medido (64°C para este caso en particular), posee una mayor conservación de su consistencia a altas temperaturas, por ende, no sufre una pérdida de rigidez que pueda desembocar en la generación de fallas por deformación permanente, así mismo, un ángulo de fase controlado y menor a los demás como en el caso del espécimen con P25 (0.5%) nos garantizaría una conservación de la característica elástica del ligante asfáltico y un mejor desempeño a altas temperaturas.

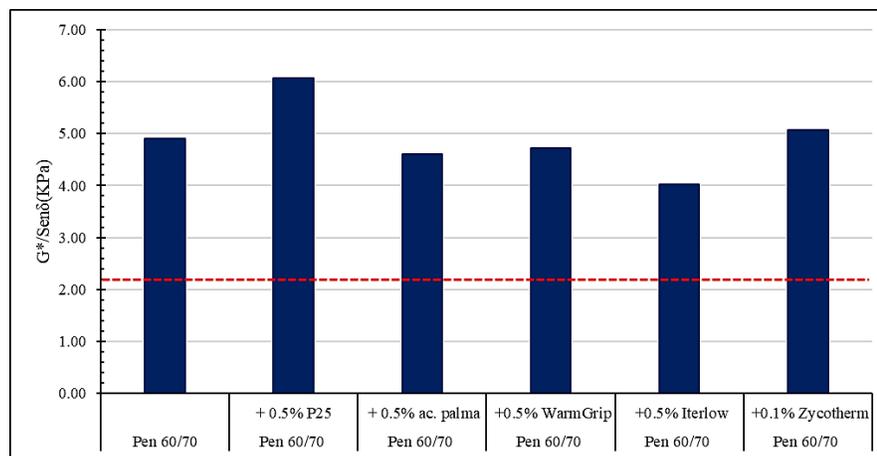


Figura 29. Resultados de PG para ligantes envejecidos en horno RTFO.

De igual manera, posterior al envejecimiento en horno RTFO realizado a cada uno de los especímenes, se procedió a realizar el análisis MSCR para todos los ligantes asfálticos. Para este ensayo se analizaron los valores de $J_{nr3.200KPa}$ y J_{nrDiff} , %, donde específicamente el ligante asfáltico de control posee un valor de $J_{nr3.200KPa}$ correspondiente a un tránsito pesado (H) y con un valor de J_{nrDiff} menor a 75% lo cual también nos asegura que es estable ante la excitación generada por los cambios de niveles de stress entre 0.100 KPa a 3.200 KPa. El espécimen con mejoría en cuanto a valores de $J_{nr3.200KPa}$ se le otorga al ligante con P25 (0.5%) puesto que este valor se disminuye y se acerca a un umbral menor correspondiente a un nivel de tránsito muy pesado (el ligante

mantiene aún la caracterización de tránsito pesado(H)) y también posee un valor de JnrDiff mucho menor a 75%. Por otro lado, existen dos especímenes que quedan fuera de una caracterización para tránsito pesado y pasan a caracterizarse como ligantes asfálticos de tránsito estándar (S), ya que los valores de Jnr3.200KPa que poseen, son mayores a 2.0 y menores a 4.5 como se establece en la normativa AASHTO M 332 (14) y sus valores de JnrDiff es menor a 75% también, estos dos especímenes son los ligantes aditivados con AP (0.5%) y con I (0.5%). Todos los resultados antes mencionados y analizados se muestran gráficamente en la **Figura 30** que se adjunta a continuación.

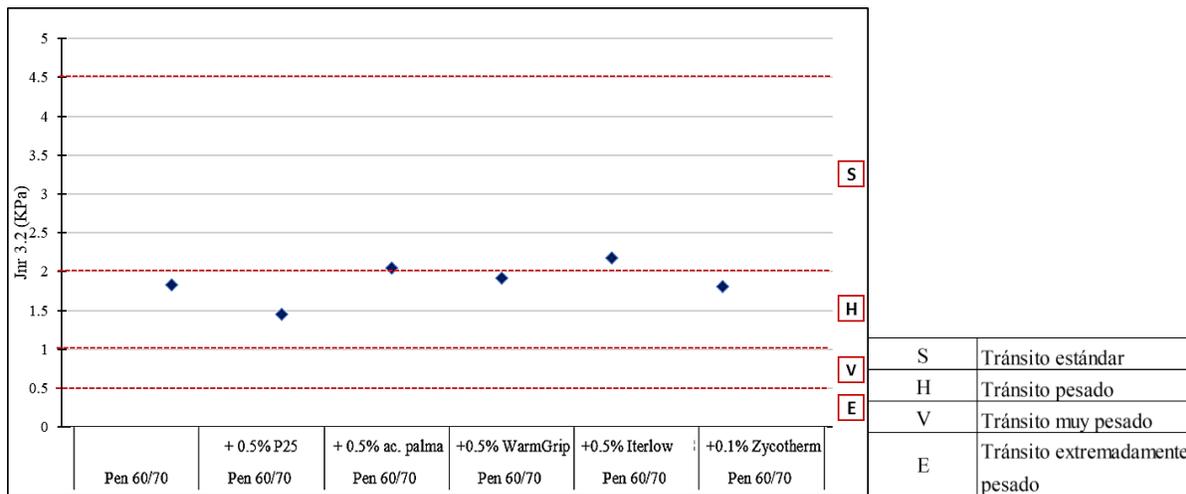


Figura 30. Resultados de Jnr 3.200 KPa del ensayo de MSCR.

En la **Tabla 20** se muestran los resultados de la caracterización realizada a todos los especímenes después del envejecimiento a corto plazo y a largo plazo, el análisis PG fue realizado sobre los especímenes luego de ser sometidos a un ciclo de envejecimiento por temperatura y presión en el horno PAV y posteriormente fueron ensayados en el reómetro de corte dinámico (DSR, por sus siglas en inglés) a temperaturas intermedias, en la cual se analiza la resistencia a la fatiga de cada uno de los ligantes asfálticos por medio de la relación $G^* \cdot \sin \delta$. Los resultados analizados a la temperatura de 25°C, son mucho menores al límite superior de 5000 KPa.

Así mismo, se pueden observar los resultados del ensayo de barrido de amplitud lineal (LAS), el cual analiza también la resistencia a la fatiga mediante la metodología de barridos de amplitud, variando los niveles de deformación a 2.5%, 5% y 10% a un solo nivel de frecuencia de 10Hz, haciendo que, mediante los modelos expuestos en la parte de

marco teórico se encuentre el máximo número de ciclos de carga que puede resistir en los diferentes niveles de deformación escogidos. Por último, se muestran los resultados del ensayo realizado en el Reómetro de flexión en viga (BBR, por sus siglas en inglés), que analiza la resistencia a la fatiga de los ligantes asfálticos por medio de los resultados de rigidez (S) y pendiente (m) a temperaturas bajas (para el caso de la investigación establecida a -12°C). Como se observa, todos los especímenes poseen un buen desempeño a la temperatura antes indicada, presentan valores de rigidez (S) menores al límite máximo establecido en 300 MPa y valores de pendiente (m) mayores a límite mínimo establecido en 0.300.

Tabla 20. Resultados de caracterización de ligantes asfálticos envejecidos en horno PAV.

MUESTRA ENVEJECIDA - RTFOT + PAV	Ensayos	Pen 60/70	Pen 60/70 + 0.5% P25	Pen 60/70 + 0.5% ac. palma	Pen 60/70 +0.5% WarmGrip	Pen 60/70 +0.5% Iterlow	Pen 60/70 +0.1% Zycotherm
	G* δ , 34°C, kPa	474	399	507	519	445	516
	G* δ , 31°C, kPa	703	536	744	762	658	748
	G* δ , 28°C, kPa	1050	787	1100	1130	974	1090
	G* δ , 25°C, kPa	1530	1160	1600	1630	1420	1580
	G* δ , 22°C, kPa	2220	1630	2280	2350	2040	2250
	G* δ , 19°C, kPa	3293	2290	3200	3290	2850	3150
	δ , 34°C	46.8	45.9	46.0	46.1	46.3	44.9
	δ , 31°C	44.6	43.8	44.0	44.1	44.2	43.0
	δ , 28°C	42.5	42.0	41.9	42.1	42.1	41.2
	δ , 25°C	40.5	39.9	40.0	40.1	40.2	39.5
	δ , 22°C	38.5	38.3	38.1	38.3	38.3	37.9
	δ , 19°C	36.4	36.6	36.2	36.5	36.6	36.3
	Temperatura de falla, °C	15.7	12.9	15.4	15.9	14.7	15.4
LAS 25°C	Pen 60/70	Pen 60/70 + 0.5% P25	Pen 60/70 + 0.5% ac. palma	Pen 60/70 +0.5% WarmGrip	Pen 60/70 +0.5% Iterlow	Pen 60/70 +0.1% Zycotherm	
A	3.63E+07	5.24E+07	1.61E+07	3.79E+07	3.05E+07	4.43E+07	
B	4.424	4.629	4.472	4.385	4.419	4.512	
alpha	2.21216	2.31453	2.23618	2.19264	2.2094	2.25592	
2.5%	629,448	753,042	267,646	682,138	523,326	685,366	
5%	29,316	30,432	12,057	32,642	24,888	30,042	
10%	1,365	1,230	543	1,562	1,164	1,317	
BBR	Pen 60/70	Pen 60/70 + 0.5% P25	Pen 60/70 + 0.5% ac. palma	Pen 60/70 +0.5% WarmGrip	Pen 60/70 +0.5% Iterlow	Pen 60/70 +0.1% Zycotherm	
S, MPa, -12°C	104	109	98	108	109	110	
m, -12°C	0.325	0.318	0.332	0.321	0.324	0.321	
CLASIFICACION	PG 64-22	PG 64-22	PG 64-22	PG 64-22	PG 64-22	PG 64-22	
TRAFICO	PG 64-22H	PG 64-22H	PG 64-22S	PG 64-22H	PG 64-22S	PG 64-22H	

Como conclusión de la *Tabla 18*, *Tabla 19* y *Tabla 20*, se obtiene la caracterización y denominación final para cada uno de los ligantes asfálticos, tanto para el ligante asfáltico de control y para los ligantes aditivados. Cada uno posee una nomenclatura PG con la temperatura máxima a la cual ofrece un óptimo desempeño y resistencia suficiente a las

deformaciones permanentes, una temperatura mínima a la cual ofrece un óptimo desempeño y resistencia al fisuramiento por temperatura, y también el grado de tránsito que soporta de manera adecuada.

En la **Figura 31** se observan los resultados de PG para los ligantes asfálticos posterior a los procesos de envejecimiento RTFOT y PAV, para este último, a una temperatura de 25°C. Se puede observar que los resultados de la relación $G^* \cdot \text{sen}\delta$, para todos los casos son mucho menores al límite superior establecido en 5000kPa, esta relación se traduce como el grado de rigidez que ofrece un espécimen a temperaturas medias de operación y ante una inducción a falla de fisuramiento por fatiga, es por ello, que este ensayo en específico nos ofrece resultados de resistencia al fisuramiento por fatiga para cada ligante asfáltico. La muestra de control ofrece un resultado menor al límite superior como se indicó anteriormente, con un valor de $G^* \cdot \text{sen}\delta$ adecuado a la temperatura de análisis; algo interesante a resaltar es que el ligante asfáltico aditivado con P25 (0.5%) muestra un comportamiento muy deseable, puesto que a temperaturas intermedias ofrece un valor de $G^* \cdot \text{sen}\delta$ menor y más controlado, lo cual según lo observado, este ligante ofrece una resistencia superior que las demás a temperaturas altas y también se muestra como el ligante asfáltico con mejor comportamiento y con características primordialmente elásticas a temperaturas intermedias. Los demás ligantes asfálticos aditivados poseen resultados muy cercanos al de control, lo cual nos garantiza para este caso en particular que el comportamiento de cada uno de ellos a temperaturas intermedias, se conservan.

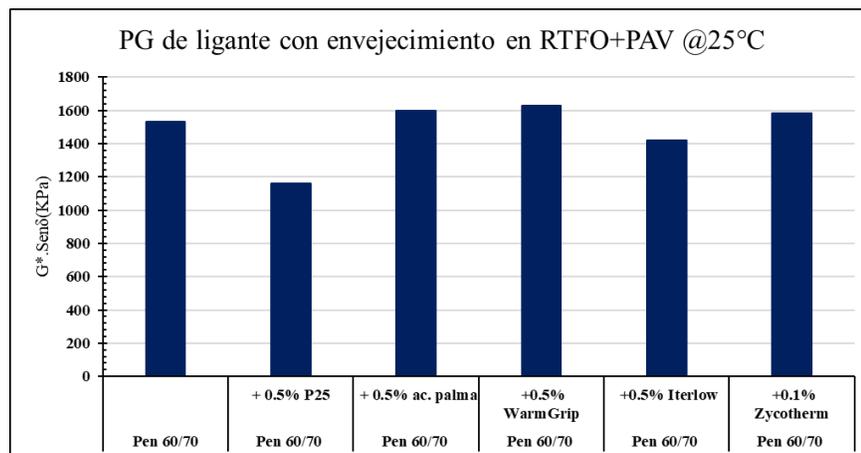


Figura 31. Resultados de PG para ligantes envejecidos en horno RTFO y PAV.

En cuanto a los resultados de LAS mediante la metodología de barrido de amplitudes se pueden observar en la **Figura 32**, **Figura 33** y **Figura 34** todos los resultados de números máximos de ciclos de carga a soportar en los diferentes niveles de deformación que se ensayaron, se sabe que los niveles de deformación según la metodología general, pueden variar desde 0.1% hasta 30%, para este caso en particular según la metodología considerada por el fabricante del Reómetro de corte dinámico (DSR, por sus siglas en inglés) utilizado, se obtienen resultados a los niveles de 2.5%, 5% y 10% de deformación. Los niveles de ciclos repetitivos de carga que pueden soportar cada uno de los ligantes asfálticos, son muy cercanos entre sí. En el menor nivel de deformación, de manera general los ligantes asfálticos aditivados con productos químicos presentan mejorías en los resultados frente al ligante asfáltico de control, a excepción del ligante aditivado con I (0.5%), que presenta un número de ciclos de carga menor, el ligante asfáltico aditivado con P25 (0.5%) se presenta como el tratamiento con mejor desempeño, soportando un mayor número de ciclos de carga frente a los demás y el ligante aditivado con AP (0.5%) es la opción que soporta el menor número de ciclos de carga. A un nivel de 5% de deformación, los ligantes asfálticos aditivados con productos químicos aún siguen presentando valores superiores de ciclos de carga, con la misma excepción del ligante aditivado con I (0.5%), cabe aclarar que, para este grado de deformación, el ligante aditivado con WG (0.5%), se presenta como la opción que soporta un mayor número de ciclos de carga y el ligante aditivado con AP (0.5%) es la opción con el menor número de ciclos de carga. Por último, para un 10% de deformación los especímenes aditivados con productos químicos siguen presentando beneficios y mayores números de ciclos de carga, aun con la misma excepción del espécimen con I (0.5%), el espécimen aditivado con WG (0.5%) presenta el mayor número de ciclos de carga, seguido por el espécimen aditivado con P25 (0.5%) y teniendo como la opción con el menor número de ciclos de carga al espécimen aditivado con AP (0.5%). De manera general, se puede observar que para el ensayo de LAS, en su mayoría los ligantes asfálticos aditivados con productos químicos soportaron mayores ciclos de carga, frente al ligante asfáltico de control y al ligante asfáltico aditivado con el producto natural (aceite crudo de palma) en cada uno de los diferentes niveles de deformación en los cuales fueron ensayados.

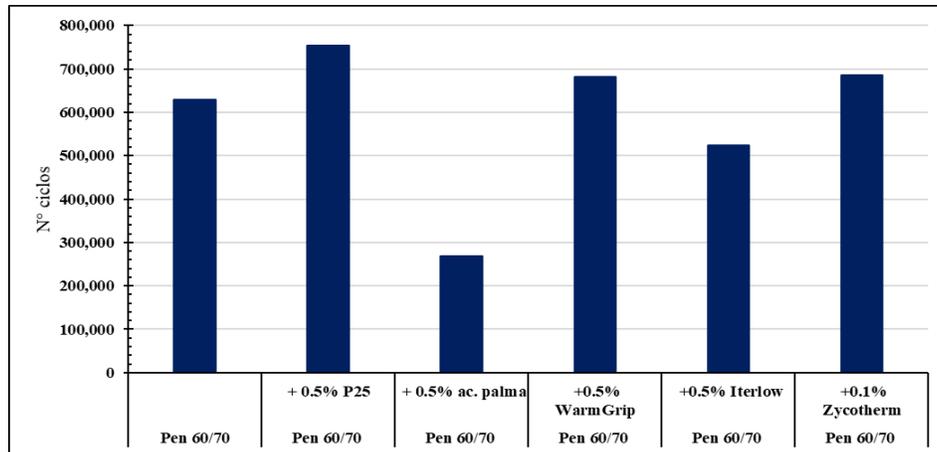


Figura 32. Resultados de LAS en ligantes asfálticos a 2.5% de deformación.

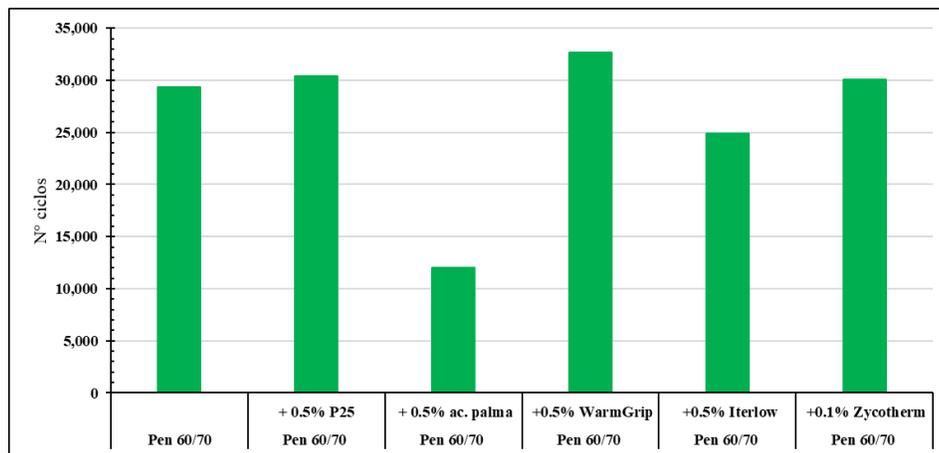


Figura 33. Resultados de LAS en ligantes asfálticos a 5% de deformación.

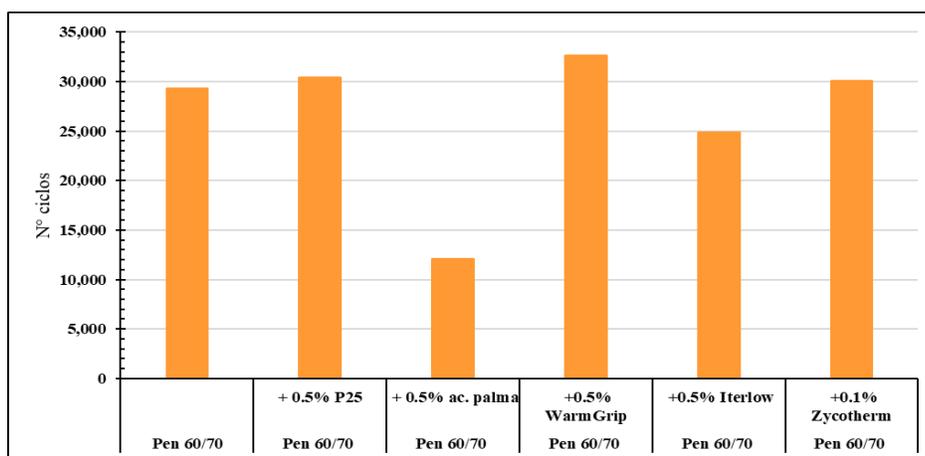


Figura 34. Resultados de LAS en ligantes asfálticos a 10% de deformación.

Es oportuno resaltar que de los resultados contenidos en la **Tabla 20**, correspondientes al ensayo de LAS, el espécimen aditivado con P25 (0.5%) frente a la muestra de control muestra una superioridad de alrededor del 15% más ciclos de carga soportados a un nivel de deformación de 2.5%. Esta superioridad mostrada por parte del espécimen con P25 (0.5%) es aún mucho más resaltante si es comparado frente a la opción aditivada de forma natural con AP (0.5%), ya que la superioridad se conserva en un 60% en promedio a los tres niveles de deformación en los cuales se desarrolló el ensayo.

En la **Figura 35**, se observan los resultados de rigidez (S) posterior al ensayo realizado en el reómetro de viga en flexión (BBR, por sus siglas en inglés). De manera general, este ensayo se realizó a una temperatura de -12°C y se puede observar que todos los ligantes asfálticos poseen resultados de rigidez mucho menores al límite máximo establecido en 300MPa, todos los ligantes asfálticos aditivados conservan el comportamiento y desempeño ofrecido por el ligante asfáltico de control a temperaturas bajas.

En la **Figura 36** se observan los resultados de pendiente (m) para cada uno de los ligantes asfálticos ensayados en el reómetro de viga en flexión (BBR, por sus siglas en inglés), Todos los ligantes asfálticos presentan resultados por encima del límite mínimo establecido en 0.300, de manera general se puede observar que los ligantes asfálticos aditivados conservan las características y desempeño del ligante asfáltico de control a temperaturas bajas (-12°C).

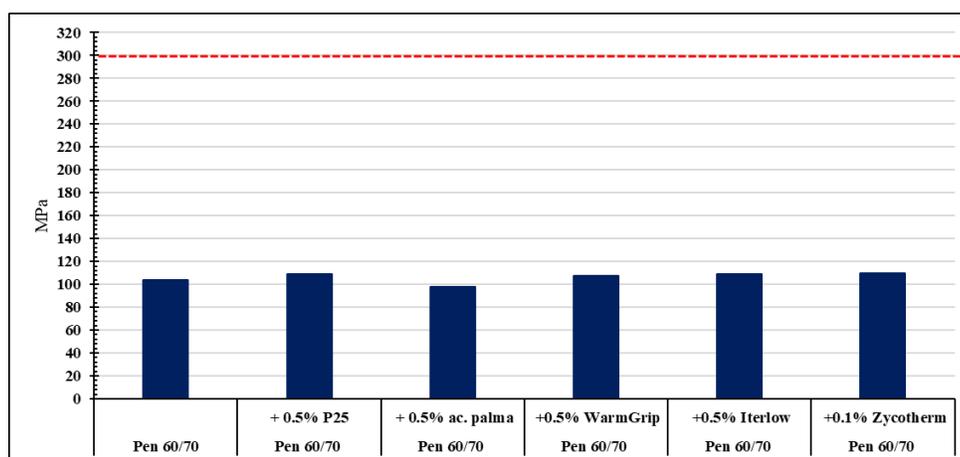


Figura 35. Resultados de rigidez (S) de ligantes asfálticos en BBR.

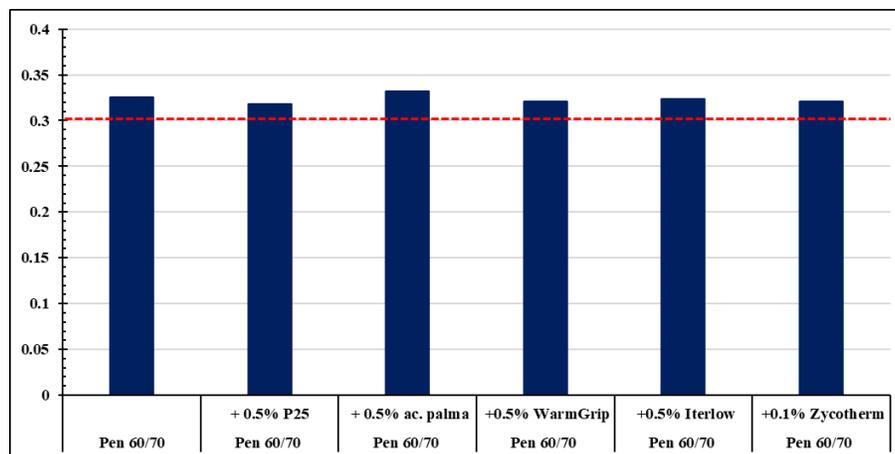


Figura 36. Resultados de pendiente (m) de ligantes asfálticos en BBR

En la parte final de la **Tabla 20** se puede observar el resultado final de la caracterización completa realizada a cada uno de los ligantes asfálticos estudiados en la investigación, estas denominaciones toman en cuenta los resultados de desempeño (PG, por sus siglas en inglés) a alta y a baja temperatura y también el resultado final de MSCR. Las denominaciones se presentan a continuación.

- Pen 60/70 – PG64 -22H
- Pen 60 + 0.5% P25 – PG64 -22H
- Pen 60/70 + 0.5% AP – PG64 -22S
- Pen 60/70 + 0.5% WG – PG64 -22H
- Pen 60/70 + 0.5% I – PG64 -22S
- Pen 60/70 + 0.1% Z – PG64 -22H

La primera etapa continuó con el análisis del efecto de diferentes temperaturas de mezcla y compactación en el volumen de vacíos de las mezclas asfálticas propuestas, por medio de un análisis general de la volumetría de cada mezcla asfáltica producida con cada uno de los ligantes asfálticos estudiados dentro de la investigación.

En la **Tabla 21**, **Tabla 22** y **Tabla 23** se muestran todos los resultados de volumetría correspondiente a las mezclas asfálticas producidas con cada uno de los ligantes asfálticos estudiados a las tres temperaturas de arranque que fueron establecidas en 120°C, 130°C y 150°C. Dentro del proceso de ensayo, se registraron los pesos de las muestras para cada mezcla con su respectiva repetición en cada condición a las que fueron sometidas según

AASHTO T 166, con el fin de obtener el peso específico de cada mezcla asfáltica, el peso unitario de la mezcla y también el peso específico máximo. Estos resultados proveen en un resultado final que viene a ser el contenido de vacíos en cada uno de los especímenes.

Tabla 21. Volumetría de mezclas asfálticas con temperatura de arranque de 120°C.

Temperatura de inicio: 120°C	Pen 60/70		Pen 60/70 + P25 Evotherm (0.5%)		Pen 60/70 + Ac. Palma (0.5%)		Pen 60/70 + WarmGrip (0.5%)		Pen 60/70 + Iterlow (0.5%)		Pen 60/70 + Zycotherm (0.5%)	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Peso de la briqueta en el aire (g)	1,101.1	1,094.2	1,099.4	1,099.4	1,099.5	1,098.8	1,097.1	1,098.3	1,098.2	1,099.0	1,099.1	1,099.4
Peso de la briqueta en el aire SS (g)	1,103.6	1,098.0	1,102.2	1,104.9	1,103.8	1,104.1	1,100.2	1,100.5	1,100.4	1,101.3	1,102.2	1,104.2
Peso de la briqueta en el agua (g)	645.1	643.1	651.0	653.6	649.0	647.8	646.0	646.0	645.7	647.0	649.5	648.0
Volumen de la briqueta (g)	458.5	454.9	451.2	451.3	450.5	451.0	454.2	454.5	454.7	454.3	452.7	456.2
Peso específico Bulk de briqueta	2.402	2.405	2.437	2.436	2.441	2.436	2.415	2.417	2.415	2.419	2.429	2.410
Peso unitario de briqueta a 25°C (g/cm3)	2.395	2.395	2.430	2.429	2.433	2.427	2.408	2.410	2.408	2.412	2.422	2.403
Peso específico máximo	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540
% vacíos	5.4	5.3	4.0	4.1	4.2	4.4	4.9	4.8	4.9	4.7	4.4	5.1
Promedio de vacíos	5.4		4.1		4.3		4.9		4.8		4.8	

Tabla 22. Volumetría de mezclas asfálticas con temperatura de arranque de 130°C.

Temperatura de inicio: 130°C	Pen 60/70		Pen 60/70 + P25 Evotherm (0.5%)		Pen 60/70 + Ac. Palma (0.5%)		Pen 60/70 + WarmGrip (0.5%)		Pen 60/70 + Iterlow (0.5%)		Pen 60/70 + Zycotherm (0.5%)	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Peso de la briqueta en el aire (g)	1,096.7	1,098.0	1,099.6	1,097.4	1,097.2	1,096.8	1,097.2	1,097.2	1,098.2	1,099.7	1,097.2	1,099.6
Peso de la briqueta en el aire SS (g)	1,100.2	1,100.5	1,101.7	1,100.2	1,099.8	1,100.0	1,101.6	1,100.0	1,101.7	1,101.6	1,100.7	1,101.7
Peso de la briqueta en el agua (g)	643.3	647.6	652.9	650.0	651.8	651.2	648.9	656.9	648.3	647.8	648.6	648.6
Volumen de la briqueta (g)	456.9	452.9	448.8	450.2	445.4	445.6	452.7	453.1	453.4	453.8	452.1	452.1
Peso específico Bulk de briqueta	2.400	2.424	2.450	2.438	2.463	2.461	2.424	2.422	2.422	2.423	2.427	2.427
Peso unitario de briqueta a 25°C (g/cm3)	2.393	2.417	2.443	2.431	2.429	2.441	2.417	2.415	2.415	2.416	2.420	2.420
Peso específico máximo	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540
% vacíos	5.5	4.5	3.5	4.0	4.4	3.9	4.5	4.6	4.6	4.6	4.4	3.9
Promedio de vacíos	5.0		3.8		4.1		4.6		4.6		4.2	

Tabla 23. Volumetría de mezclas asfálticas con temperatura de arranque de 150°C.

Temperatura de inicio: 150°C	Pen 60/70		Pen 60/70 + P25 Evotherm (0.5%)		Pen 60/70 + Ac. Palma (0.5%)		Pen 60/70 + WarmGrip (0.5%)		Pen 60/70 + Iterlow (0.5%)		Pen 60/70 + Zycotherm (0.5%)	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Peso de la briqueta en el aire (g)	1,098.8	1,099.3	1,096.3	1,099.0	1,099.5	1,100.2	1,098.4	1,098.2	1,097.9	1,098.0	1,100.0	1,096.8
Peso de la briqueta en el aire SS (g)	1,100.1	1,102.0	1,099.3	1,101.3	1,100.9	1,101.5	1,102.3	1,100.7	1,100.5	1,101.1	1,102.0	1,099.6
Peso de la briqueta en el agua (g)	654.2	654.0	656.2	658.1	655.3	659.0	654.8	655.6	654.1	655.9	656.3	654.5
Volumen de la briqueta (g)	445.9	448.0	443.1	443.2	444.2	441.2	447.5	445.1	446.4	445.2	445.7	445.1
Peso específico Bulk de briqueta	2.464	2.454	2.474	2.480	2.475	2.494	2.455	2.467	2.459	2.466	2.468	2.464
Peso unitario de briqueta a 25°C (g/cm3)	2.457	2.447	2.467	2.473	2.468	2.471	2.448	2.460	2.452	2.459	2.461	2.457
Peso específico máximo	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540	2.540
% vacíos	3.0	3.4	2.6	2.3	2.8	2.7	3.3	2.9	3.2	2.9	2.8	3.0
Promedio de vacíos	3.2		2.5		2.8		3.1		3.1		2.9	

En la **Figura 37** se muestran los contenidos de vacíos de las mezclas asfálticas posterior a un proceso de compactación de 100 giros dentro del compactador giratorio Superpave (SGC, por sus siglas en inglés) a una temperatura de arranque de procesos de 150° Celsius, de forma general, se observa que todas las mezclas asfálticas aditivadas tanto de forma química y natural presentan menores contenidos de vacíos de aire frente a la mezcla asfáltica de control. Se observa que todas las mezclas poseen contenidos de vacíos dentro de especificación y por debajo del promedio comúnmente recomendado de 4% de vacíos de aire dentro de la mezcla compactada. La mezcla asfáltica con P25 (0.5%) es la que posee mejor y mayor densificación frente a todas las demás, con un contenido de vacíos de 2.5% en promedio.

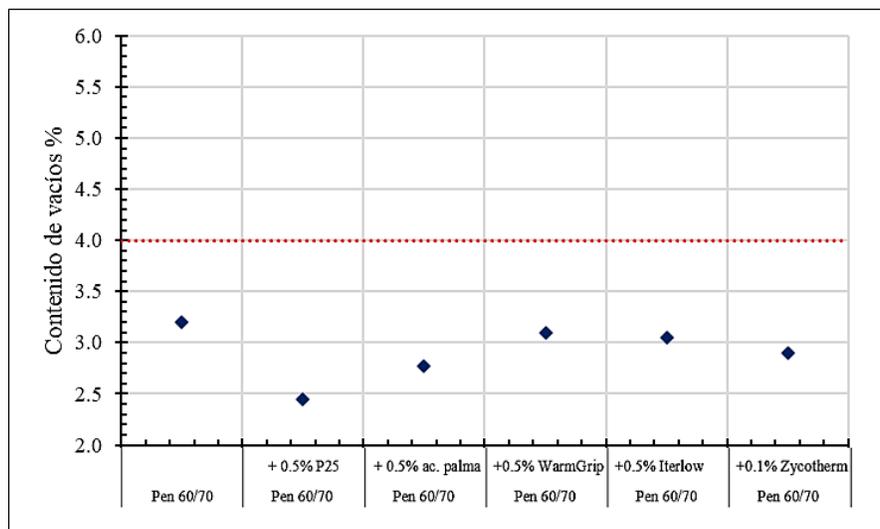


Figura 37. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas con temperatura de arranque a 150°C

En la **Figura 38** se muestran los contenidos de vacíos de aire para cada una de las mezclas, pero ahora tomando en consideración que la temperatura de arranque de procesos fue establecida en 130° Celsius, se puede observar que la mezcla asfáltica de control posee un contenido de vacíos por encima de 4%, establecida prácticamente en el límite considerado comúnmente por especificaciones técnicas, de igual forma y a menor escala sucede con las demás mezclas asfálticas aditivadas tanto de forma química como de forma natural, a excepción de la mezcla asfáltica aditivada con P25 (0.5%) que aún mantiene un contenido promedio de vacíos de aire por debajo de 4%, por ende, a pesar de la disminución de 20° Celsius en la temperatura de arranque de procesos, es la mezcla

asfáltica aditivada con menor contenido de vacíos (3.8% en promedio) y con mayor densificación una vez compactada en el compactador giratorio Superpave.

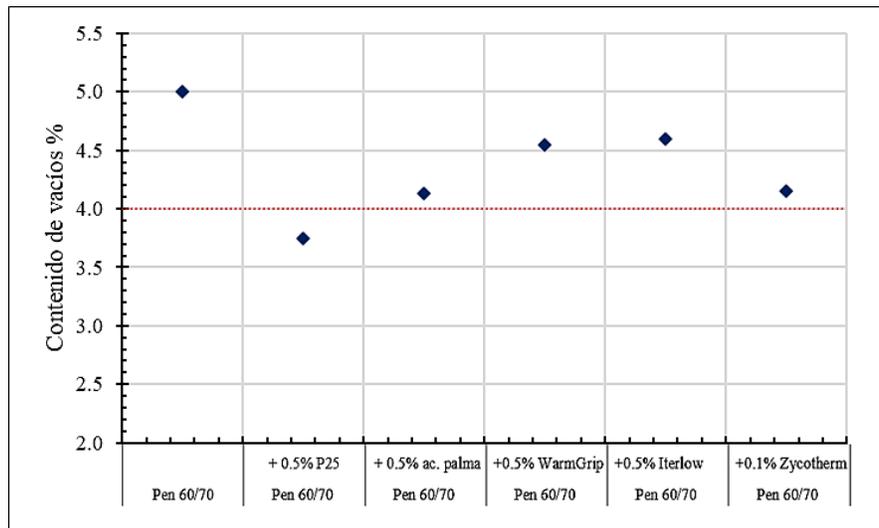


Figura 38. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas con temperatura de arranque a 130°C

En la **Figura 39** se muestran los contenidos de vacíos de aire para cada una de las mezclas que cuentan con una temperatura de arranque de procesos establecida en 120° Celsius, como se vino observando desde el análisis anterior, la mezcla asfáltica de control y las mezclas asfálticas aditivadas de manera química y natural poseen contenidos de vacíos de aire por encima de 4% (contenido promedio indicado en especificación). Las mezclas asfálticas aditivadas aun cuentan con contenidos de vacíos menores a 5%, tomando en cuenta que algunas especificaciones indican que el contenido de vacíos puede establecerse desde 3 a 5%, la mezcla asfáltica con P25 (0.5%) sigue siendo la que posee un menor contenido de vacíos de aire en mezcla una vez compactada, inclusive a la temperatura de 120° Celsius posee un contenido de 4.1%, mostrándose así, como la mezcla asfáltica con mayor densificación frente a todas las demás.

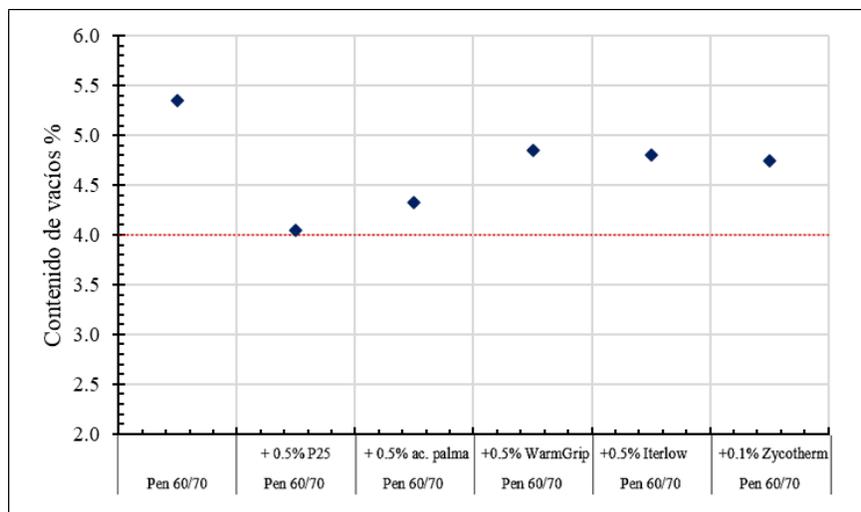


Figura 39. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas con temperatura de arranque a 120°C

En la **Figura 40** se muestran todos los resultados antes analizados contrastados al mismo tiempo para las tres temperaturas de arranque, de esta forma se puede observar de mejor manera cuales son los beneficios que se presentan en cada una de las mezclas asfálticas y cada temperatura que se realizó el ensayo. De esta manera se puede ver que la opción de mezcla asfáltica con 0.5% de P25 es la que posee menor contenido de vacíos para cada uno de los escenarios.

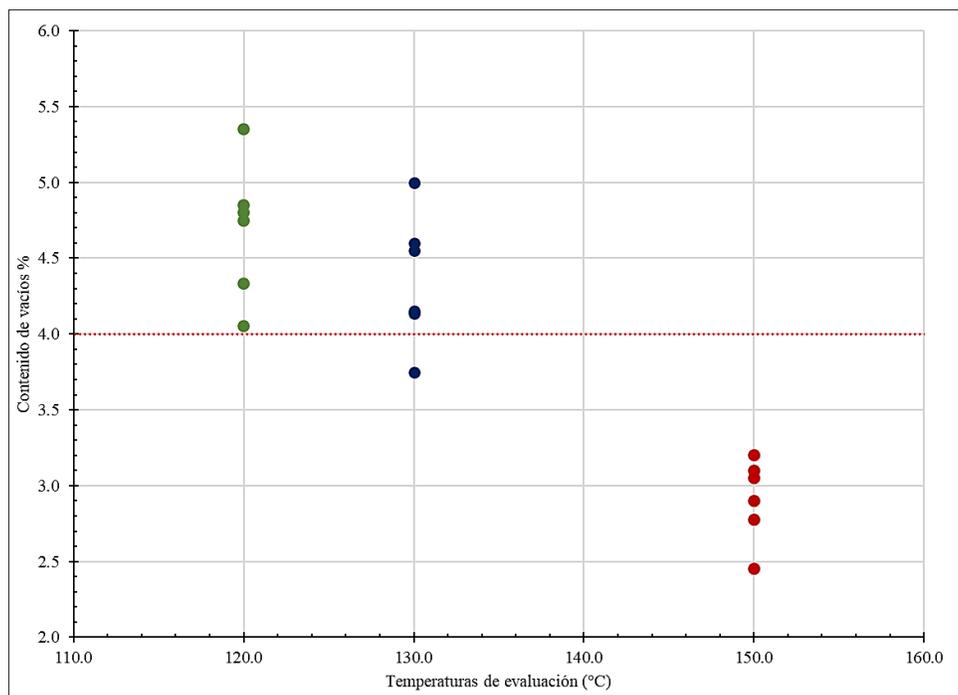


Figura 40. Contenido de vacíos de mezclas asfálticas en las 3 temperaturas

4.2. Segunda etapa: Análisis de desempeño de Mezclas asfálticas

Dentro de la segunda etapa, se trabajó con todos resultados obtenidos de los ensayos de desempeño sobre las mezclas asfálticas. Cabe aclarar que los resultados corresponden a los ensayos de Resistencia al daño por humedad inducida (AASHTO T 283-13), Resistencia a la deformación permanente (AASHTO T 324-14) y Resistencia al agrietamiento por fatiga (AASHTO T 321-14).

Los primeros resultados a analizar corresponden al ensayo de Resistencia al daño por humedad inducida, en la **Tabla 24** se muestran todos los valores de resistencia retenida por tracción indirecta medidos por medio de la prensa hidráulica, se puede observar que los valores de resistencia en libras-fuerza poseen promedios muy parecidos entre ellos, con ligeros beneficios para las mezclas asfálticas aditivadas. Como resultados finales se tiene el valor de la razón de conservación de resistencia a la tracción (TSR, por sus siglas en inglés) para cada una de las mezclas asfálticas estudiadas, donde de manera general todos los especímenes presentan valores de TSR superior a 80% que es el valor mínimo establecido en la especificación utilizada (AASHTO T 283).

Tabla 24. Resultados de Resistencia retenida a tracción indirecta y TSR% en las mezclas asfálticas.

Espécimen	RTI seco (lbf)	RTI húmedo (lbf)	STD	STM	TSR (%)
Mezcla control	1,441	1,165	93.3	75.7	81.1
Mezcla + 0.5% P25	1,588	1,373	103.5	89.1	86.1
Mezcla + 0.5% AP	1,428	1,163	93.1	75.8	81.4
Mezcla + 0.5% WG	1,665	1,373	108.6	89.2	82.1
Mezcla + 0.5% I	1,581	1,342	103.1	87.1	84.5
Mezcla + 0.1% Z	1,510	1,295	98.4	84.2	85.5

Donde:

STD – Resistencia a tracción indirecta promedio del grupo sin acondicionamiento.

STM – Resistencia a tracción indirecta promedio del grupo con acondicionamiento.

Dentro de la **Figura 41** se observan los datos de resistencia a la tracción indirecta (RTI) para cada una de las mezclas asfálticas analizadas, dentro de la figura, las barras azules

representan los valores de RTI para los especímenes no acondicionados y las barras rojas representan los valores de RTI luego de acondicionamiento por saturación y congelamiento contemplado dentro de la normativa AASHTO T 283. Se puede observar que todas las mezclas asfálticas aditivadas de forma química presentan una ligera superioridad en cuanto a valores de RTI frente a la mezcla asfáltica de control, lo cual, con respecto a la mezcla asfáltica aditivada de forma natural pasa todo lo contrario ya que el valor de RTI se ve afectado en forma negativa. La conservación de RTI de una condición no acondicionada a una condición acondicionada por lo general toma en cuenta una pérdida de resistencia entre 13% hasta un 22% en los escenarios más críticos, esto depende del aditivo que se está utilizando y sobre todo cuantifica de forma directa los beneficios que trae consigo el empleo de cada uno de estos aditivos con respecto a la conservación de Resistencia retenida a tracción indirecta.

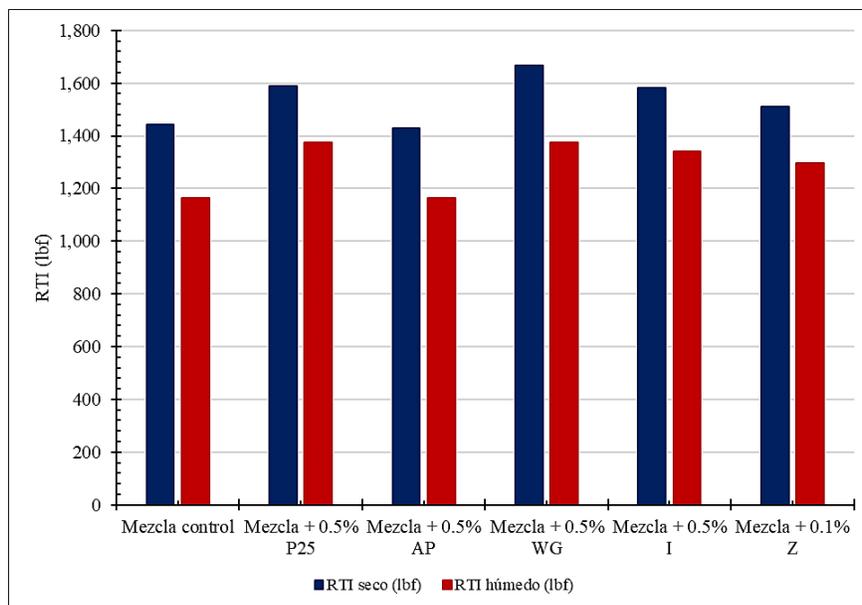


Figura 41. Comparativo de RTI de mezclas asfálticas estudiadas.

Dentro de la **Figura 42** se observan los valores de conservación de resistencia a la tracción (TSR, por sus siglas en inglés) realizados de acuerdo con la AASHTO T 283, estableciendo un límite mínimo de TSR en 80% para todas las mezclas asfálticas estudiadas. La mezcla asfáltica de control muestra un valor de 81% de TSR muy cercano pero superior al límite, es así que cada una de las mezclas asfálticas aditivadas de forma química y natural presentan beneficios y mayores valores de TSR, siendo la más

representativa la mezcla asfáltica con P25 (0.5%) con un TSR de 86.1% que presenta un valor de TSR notoriamente más alto frente a la mezcla de control, sin embargo, la mezcla con AP (0.5%) es la que posee el menor beneficio.

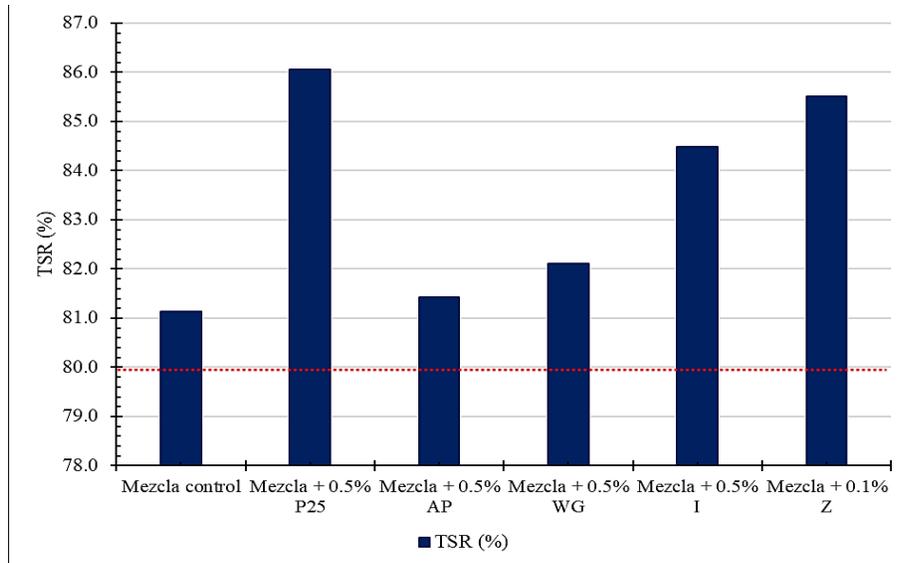


Figura 42. Resultados de TSR para las mezclas asfálticas estudiadas.

Los resultados del ensayo de resistencia a la deformación permanente por medio de la rueda de Hamburgo AASHTO T 324 forman parte del segundo grupo de resultados a analizar. Es así que se confeccionaron cuerpos de prueba cilíndricos con 150 mm de diámetro para cada tipo de mezcla asfáltica por medio del compactador giratorio Superpave (SGC, por sus siglas en inglés).

En la **Tabla 25** se muestran los resultados del ensayo de rueda de Hamburgo AASHTO T 324 que analiza la resistencia a la deformación permanente de cada una de las mezclas asfálticas estudiadas en la investigación. Se observa que todas las mezclas asfálticas soportan las 20,000 pasadas (10,000 ciclos) de la rueda metálica una vez que estas se encuentran sumergidas en un baño de temperatura a 50° Celsius, además, todas las mezclas asfálticas aditivadas de forma química mantienen un nivel de ahuellamiento muy similar o menor a la que ofrece la mezcla asfáltica de control, dentro de ellas, la mezcla asfáltica aditivada con P25 (0.5%), posee el menor nivel de ahuellamiento a todas las demás. Por otro lado, la mezcla asfáltica aditivada naturalmente con AP (0.5%) es la que posee el ahuellamiento más alto de todo el grupo estudiado, superando en hasta un 100% a la mezcla de control.

Tabla 25. Resultados de Resistencia a la deformación permanente por medio de la Rueda de Hamburgo

Especimen	Mezcla control	Mezcla con P25 (0.5%)	Mezcla con AP (0.5%)	Mezcla con WG (0.5%)	Mezcla con I (0.5%)	Mezcla con Z (0.1%)
	Prof. Huella (pasadas)	Prof. Huella (pasadas)	Prof. Huella (pasadas)	Prof. Huella (pasadas)	Prof. Huella (pasadas)	Prof. Huella (pasadas)
1er par	4.24 mm (20,000)	3.76 mm (20,000)	8.38 mm (20,000)	4.37 mm (20,000)	4.81 mm (20,000)	5.91 mm (20,000)
2do par	4.59 mm (20,000)	4.09 mm (20,000)	8.8 mm (20,000)	5.69 mm (20,000)	5.61 mm (20,000)	3.69 mm (20,000)
Promedio	4.42 mm (20,000)	3.93 mm (20,000)	8.59 mm (20,000)	5.03 mm (20,000)	5.21 mm (20,000)	4.8 mm (20,000)

En la **Figura 43** se muestran las curvas de comportamiento dentro del ensayo de rueda de Hamburgo para cada una de las mezclas asfálticas de estudio, es muy notorio reconocer las 3 etapas que describen el comportamiento de una mezcla frente a la exposición a cargas, primero un acomodamiento que se traduce como una subida brusca de la altura de huella (pos - compactación) y en poca cantidad de pasadas de la rueda metálica, ya que el esqueleto interior de la mezcla sufre un proceso previo de acomodo de partículas debido a las cargas aplicadas, una segunda parte que es todo el proceso de ahuellamiento propiamente dicho, lento y progresivo (preferentemente una mezcla asfáltica compactada debería seguir este comportamiento hasta su falla final) y una tercera etapa que se observa para el caso de la mezcla asfáltica aditivada con AP (0.5%) que se denomina etapa de falla, donde por lo general engloba la falla por ahuellamiento directamente causado por las altas cargas y también el stripping o pérdida de partículas de la superficie de la mezcla debido a la acción de la humedad inducida y reblandecimiento del material del material de liga por altas temperaturas en periodos prolongados de tiempo.

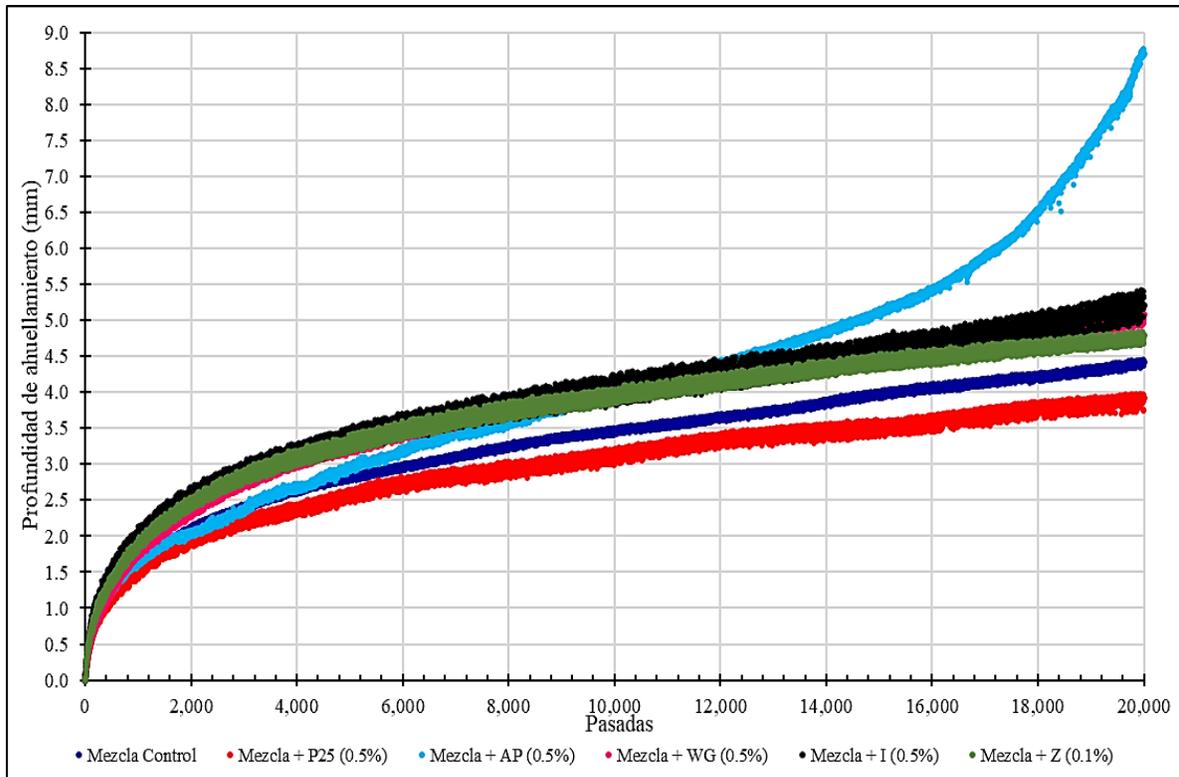


Figura 43. Curvas de ahuellamiento de las mezclas asfálticas estudiadas.

En la **Figura 43** también se comprueba que el comportamiento de las curvas de ahuellamiento para la mezcla asfáltica de control y para las mezclas asfálticas aditivadas de forma química siguen configuraciones muy parecidas y homogéneas entre sí, resaltando la mezcla asfáltica aditivada con P25 (0.5%) como se indicó anteriormente. Particularmente para el caso de la mezcla asfáltica con AP (0.5%), se observa un cambio en la pendiente de la curva importante que se traduce como el comienzo de un proceso de ahuellamiento que llevara a la falla inminente superando el límite permisible de ahuellamiento según norma establecido en 12.5mm. No se puede catalogar este comportamiento como un inicio de stripping puesto que a pesar del cambio de pendiente que se puede observar, no es lo suficientemente brusco para catalogar tal punto como el conocido stripping point (punto de inflexión), además que los especímenes tampoco muestran indicio de pérdida de partículas superficiales de agregado por humedad o reblandecimiento del material de liga, ya que al final del proceso se encuentran como se muestra en la **Figura 44**.



Figura 44. Especímenes de mezcla con AP (0.5%) después del ensayo de Rueda de Hamburgo.

El último grupo de resultados para la segunda etapa de este capítulo considera el análisis de los resultados del ensayo de Resistencia al agrietamiento por fatiga por medio del ensayo de flexo-tracción en viga de 4 puntos contemplada en la AASHTO T 321-13.

En la **Tabla 26** se pueden observar todos los resultados del ensayo de resistencia a la fatiga por flexo-tracción en viga de 4 puntos para las mezclas asfálticas consideradas dentro de la investigación; debido a que el ensayo se realiza por medio de la metodología de deformación controlada, se establecen dos niveles de deformación aplicada sobre los especímenes a 600 microstrains ($\mu\epsilon$) y a 400 microstrains ($\mu\epsilon$). Se muestran cada uno de los resultados en ciclos de carga aplicados hasta la falla, teniendo en cuenta que el criterio de falla para este ensayo según la AASHTO T 321-13, es la disminución al 50% de la rigidez inicial (MPa) que ofrece cada tipo de mezcla estudiada. La mezcla asfáltica de control muestra valores de ciclos de carga aplicados adecuados y dentro de especificación según lo indicado en el capítulo III del presente documento, así mismo, establece valores de rigidez muy adecuados y comúnmente atribuidos a mezclas asfálticas densas como es el caso. Las mezclas asfálticas aditivadas de forma química, de manera general, soportan mayor cantidad de ciclos de carga aplicadas para ambos niveles de deformación, resaltando entre ellas la mezcla asfáltica con P25 (0.5%) que soporta ciclos de carga aplicados hasta 20% superiores frente a la mezcla asfáltica de control, todo lo contrario, ocurre con la mezcla asfáltica aditivada de forma natural con AP (0.5%), ya que soportó menor cantidad de ciclos de carga aplicados y también muestra una disminución importante en la rigidez inicial (MPa) para ambos niveles de deformación utilizados en el ensayo.

Tabla 26. Resultados de Resistencia al agrietamiento por fatiga mediante flexo-tracción en viga de 4 puntos.

Espécimen	Rigidez Inicial (Mpa)	Rigidez Inicial (Mpa) Promedio	N° ciclos a falla	N° ciclos a falla Promedio	Microdeformación ($\mu\epsilon$)
Mezcla control	6,482.0	6,342	798,402	799,494	400
	6,202.0		800,586		
	3,004.0	2,984	241,231	232,265	600
	2,963.0		223,299		
Mezcla + 0.5%P25	5,038.0	5,150	954,002	959,506	400
	5,261.0		965,010		
	2,992.0	3,017	245,005	250,342	600
	3,042.0		255,679		
Mezcla + 0.5%AP	4,152.0	4,072	601,419	600,720	400
	3,992.0		600,021		
	2,657.0	2,546	203,651	196,878	600
	2,434.0		190,105		
Mezcla + 0.5%W	6,440.0	6,358	815,405	823,313	400
	6,276.0		831,221		
	3,026.0	3,162	195,121	197,603	600
	3,298.0		200,085		
Mezcla + 0.5%I	6,473.0	6,242	831,762	823,393	400
	6,010.0		815,023		
	2,919.0	3,030	211,077	217,626	600
	3,141.0		224,175		
Mezcla + 0.1%Z	5,029.0	5,301	853,301	838,361	400
	5,573.0		823,421		
	3,225.0	3,177	212,259	223,672	600
	3,129.0		235,085		

Para el análisis gráfico del comportamiento a fatiga de cada una de las mezclas asfálticas se confeccionarán las curvas de Wöhler. En la **Figura 45** se pueden observar estas curvas, que toman en consideración los dos niveles de deformación utilizadas en el desarrollo del ensayo para cada una de las mezclas asfálticas analizadas. La mezcla asfáltica con P25 (0.5%) ofrece una mayor resistencia a la fatiga, ya que soportaron un mayor número de ciclos de carga aplicados, con este resultado a nivel de mezcla asfáltica se corroboran los resultados del ensayo LAS para el ligante asfáltico con P25 (0.5%) donde se mostraba una superioridad de ciclos de carga aplicados en los diferentes niveles de deformación, de la misma manera, esta mezcla asfáltica posee uno de los menores valores de rigidez inicial (MPa) para ambos niveles de deformación, de esta manera también se corroboran los resultados encontrados en el ensayo después de PAV desarrollado en el DSR puesto que a temperatura intermedia mostraba valores de módulo menores a los demás, donde primordialmente resaltaba un comportamiento elástico, de igual manera, se reafirma lo encontrado en el ensayo de BBR ya que se mostraba como el ligante asfáltico que poseía

menor potencial de rigidización a temperatura bajas frente a aplicaciones de esfuerzo. En cuanto a la mezcla asfáltica aditivada con AP (0.5%) se muestra como la opción con menor cantidad de ciclos de carga aplicados a los dos niveles de deformación, de igual manera que en el caso analizado anteriormente, se reafirman los resultados encontrados a nivel de ligante asfáltico. Adicionalmente se hace la observación de que la mezcla asfáltica aditivada de forma química con P25 (0.5%) soporta hasta un 30% más ciclos de carga frente a la mezcla asfáltica aditivada de forma natural con AP (0.5%) a pesar de que ambas mezclas poseen los menores valores de rigidez inicial (MPa).

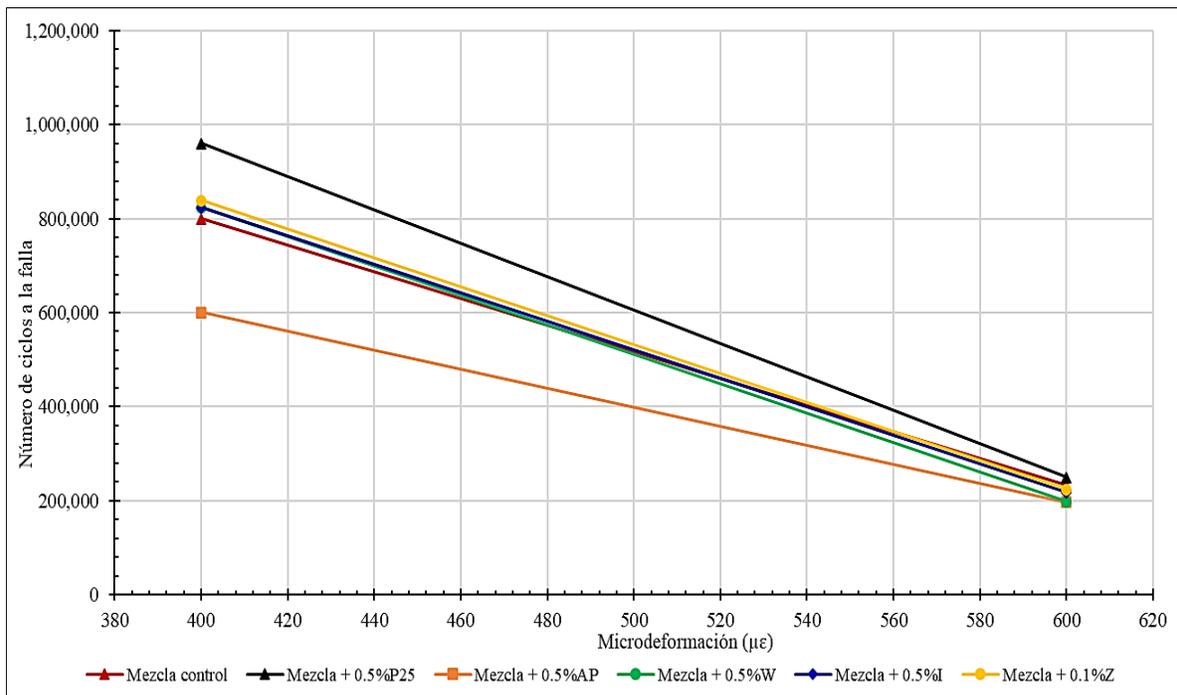


Figura 45. Curvas de Wöhler para análisis de fatiga en mezclas asfálticas de estudio.

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

La presente tesis se enfoca en analizar a nivel de laboratorio la influencia del empleo de aditivos de mezclas asfálticas tibias sobre las propiedades volumétricas en mezcla y el desempeño a nivel de ligante asfáltico y mezcla asfáltica, por medio de protocolos de ensayo existentes e indicados en el presente documento.

En base a los resultados finales obtenidos a lo largo del desarrollo de la presente tesis, las principales conclusiones son las siguientes:

1. El aditivo de origen natural, aceite crudo de palma, no sufrió ningún tipo de reacción o comportamiento violento al momento de ser expuesto o manipulado a temperaturas elevadas, como las que se emplean en un proceso de aditivación de forma directa sobre un ligante asfáltico.
2. El aditivo de origen natural, aceite crudo de palma, no sufrió ningún tipo de cambio de masa o evaporación de cierta porción probablemente volátil ante la exposición de la materia a temperaturas elevadas de hasta 250° Celsius.
3. A nivel de ligante asfáltico, la inclusión de aditivos de mezcla tibia (químico y natural) presentaron una influencia controlada y de carácter reducido sobre las propiedades de viscosidad rotacional, lo cual se mostró en la conservación de las características de desempeño para el ligante asfáltico.
4. El grado de desempeño a temperaturas altas de los ligantes asfálticos estudiados, posterior a la inclusión de los aditivos de mezcla tibia, no sufrieron ningún tipo de reducción ni ascensión en cuanto al grado de desempeño de caracterización. Se conservaron los valores de ángulo de fase (δ) y se muestran variaciones muy pequeñas en cuanto a valores de módulo complejo (G^*).
5. Dentro de la caracterización MSCR, se puede observar que el ligante asfáltico aditivado de forma natural sufrió una disminución en el grado de caracterización de acuerdo al valor de $J_{nr3.200}$ KPa, es decir, el ligante de control es apto a soportar un tránsito de pesado (Heavy) y el ligante aditivado con aditivo natural tan solo soporta un tránsito estándar (standart). Se observa el mismo fenómeno con el ligante asfáltico aditivado con 0.5% del aditivo I.

6. A temperaturas intermedias, los valores del Grado de Desempeño para cada uno de los ligantes asfálticos mantuvieron la caracterización indicada por el ligante de control, con el gran beneficio de que el espécimen con 0.5% de P25 presentó un valor $G^* \cdot \sin \delta$ menor a los demás y conservó el valor del ángulo de fase (δ). Esto indica que el ligante asfáltico con 0.5% de P-25 disminuye el valor del Módulo complejo (G^*) y potencializa su comportamiento elástico a temperaturas intermedias.
7. Para los resultados del ensayo LAS, todos los ligantes asfálticos aditivados de forma química soportaron mayores ciclos de aplicaciones de carga frente al ligante asfáltico de control en los tres diferentes niveles de deformación, de estos resalta el ligante con 0.5% de P25 que soporta hasta un 20% más ciclos de carga en comparación con el ligante de control. De forma contraria, el ligante asfáltico aditivado de forma natural con 0.5% de aceite crudo de palma presentó una disminución de ciclos de carga soportados de hasta un 60% frente al ligante asfáltico de control.
8. Para el análisis de desempeño a temperaturas bajas (-12° Celsius), todos los ligantes asfálticos estudiados cumplieron con la especificación y por ende con la caracterización correspondiente para esta temperatura de ensayo, tanto a nivel de valores de rigidez (S(MPa)) y de pendiente (m). Por lo observado, la inclusión de aditivos de mezcla tibia sobre los ligantes asfálticos no generan ningún tipo de variación en el Grado de desempeño a temperaturas bajas.
9. El empleo de aditivos de mezcla tibia contribuye a obtener contenidos de vacíos de aire menores en las mezclas asfálticas posterior al proceso de compactación. Esta tendencia en mezcla se mantiene aun cuando las temperaturas de proceso disminuyen hasta en 30° Celsius, como se realizó en la presente investigación.
10. Posterior al proceso de compactación, la densificación de las mezclas asfálticas se vio potencializada gracias al uso de los aditivos de mezcla tibia. Este beneficio se puede traducir como la reducción de energía de compactación necesaria para llegar a un contenido de vacíos en mezcla compactada según especificación y que podría generar una reducción en la cantidad de combustibles utilizados para estos procesos.
11. El empleo de aditivos de mezcla tibia generó beneficios sobre la Resistencia Retenida a la Tracción Indirecta (RRTI o TSR) a nivel de mezcla asfáltica. De manera general, las resistencias retenidas secas (sin acondicionamiento) de las mezclas aditivadas se

mantuvieron en valores muy cercanos a la ofrecida por la mezcla de control, por lo cual, el principal beneficio recae en que las mezclas asfálticas aditivadas posterior a un proceso de acondicionamiento por humedad inducida y un ciclo de congelamiento y descongelamiento conservaron de mejor manera sus propiedades mecánicas, ofreciendo mayores valores de resistencia a la tracción indirecta posterior al proceso de acondicionamiento antes indicado.

12. La resistencia a la deformación permanente para mezclas asfálticas medida por medio de la Rueda de Hamburgo fue conservada por todas las mezclas asfálticas aditivadas con productos de origen químico, en algunos casos se observó una ligera mejoría de los resultados puesto que se obtuvieron valores de deformación menores que los ofrecidos por las mezclas asfálticas patrón. Sin embargo, para el caso de las mezclas asfálticas aditivadas con la propuesta natural, el comportamiento fue diferente ya que se obtuvo un incremento de la profundidad de ahuellamiento hasta en un 100% frente a la mezcla asfáltica patrón. Cabe aclarar que las mezclas asfálticas tuvieron una buena respuesta al acondicionamiento por humedad y temperatura que considera este ensayo en particular, es decir, no se observaron fallas por humedad inducida ni stripping (desprendimiento de partículas de agregado a nivel superficial debido a la humedad y temperatura).
13. La resistencia o vida a la fatiga ofrecida por la mezcla asfáltica patrón fue superada considerablemente por todas las mezclas asfálticas tibias con aditivos de origen químico, existen beneficios tanto a nivel de número de ciclos de aplicaciones de carga soportados y también a nivel de rigidez inicial de los especímenes. Las mezclas asfálticas tibias con aditivos de origen químico estudiados, soportaron hasta un 20% más ciclos de aplicaciones de carga antes de disminuir su rigidez inicial a un 50% como indica la metodología. Por otro lado, la mezcla asfáltica con aditivo de origen natural, soportó hasta un 30% menos ciclos de aplicación de carga repetitiva frente a la mezcla asfáltica de control, así mismo, se observa que el valor de rigidez inicial de la mezcla asfáltica con aditivo de origen natural fue hasta 40% menor a la rigidez ofrecida por la mezcla asfáltica patrón.
14. Los aditivos de mezcla tibia de origen químico empleados en la investigación son los denominados aditivos de mezcla tibia de tercera generación, estos representan el

resultado directo de años de investigación y desarrollo continuo de este tipo de tecnologías, razón por la cual gran parte de los resultados obtenidos en la presente investigación muestran comportamientos muy beneficiosos para el desempeño de las mezclas asfálticas en comparación a investigaciones pasadas que se emplearon de base y precedente para el desarrollo de este documento.

5.2. Recomendaciones

1. Garantizar una adecuada dispersión del aditivo de mezcla tibia en el ligante asfáltico, para lo cual se recomienda realizar el proceso de aditivación en tanques de asfalto que cuenten con un sistema de recirculación y agitación.
2. Revisar la afinidad del aditivo de mezcla tibia con el tipo de ligante asfáltico que se utilizará. Previo a un proceso a escala industrial, se recomienda realizar un chequeo de afinidad con ligante asfáltico.
3. A escala industrial, se recomienda realizar las disminuciones de temperatura en el agregado mineral y no en el ligante asfáltico. Es decir, dentro de un proceso de mezcla en planta se recomienda manejar la disminución de temperaturas sobre la parte de agregado mineral, el ligante asfáltico preferentemente se debe trabajar de acuerdo a una carta de viscosidad-temperatura.
4. Investigar de manera más profunda el beneficio que las mezclas asfálticas tibias pueden generar con respecto a la resistencia a la fatiga.

6. Futuras líneas de investigación

A lo largo del desarrollo de la presente tesis de investigación, se identificaron aspectos adicionales relacionados con la tecnología de las mezclas asfálticas tibias que podrían formar parte de investigaciones futuras, con el fin de consolidar la presente línea de investigación y también corroborar ciertos beneficios y propiedades atribuidas a este tipo de mezclas asfálticas. A continuación, de forma muy general se describen algunas de ellas:

1. Estudio y cuantificación de emisiones de partículas finas y emisiones de gases de efecto invernadero provenientes de los procesos de mezclado, colocación y compactación de mezclas asfálticas tibias, con el objetivo de corroborar y estimar la reducción de emisiones por parte de la tecnología de mezcla asfáltica propuesta.
2. Estudio de la posibilidad de reducción del contenido óptimo de ligante asfáltico en mezcla cuando se emplean aditivos de mezcla tibia en su producción. Además, estudiar si existe o no alguna influencia en la absorción de los agregados, cuando se emplean aditivos de mezcla tibia.
3. Estudio del balance costo – beneficio que pueden ofrecer las mezclas asfálticas tibias a través de un análisis LCCA, donde se puedan establecer variables de costo total, desempeño ofrecido por la mezcla asfáltica y años de servicio.
4. Estudio de la posible influencia de los aditivos de mezcla tibia sobre la estructura química interna de los ligantes asfálticos, el enfoque se podría desarrollar desde aditivos de primera generación (de origen natural en su mayoría, fluxantes, ceras, etc.) hasta los de tercera generación.

7. Referencias bibliográficas

- [1]. Almohanna, I. (2019). *Dynamic Shear Rheometer: DSR*. Extraído el 05 de agosto de 2021 de: https://fac.ksu.edu.sa/sites/default/files/lab_note_7_dsr_bbr_and_dtt.pdf
- [2]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2013). *Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR) AASHTO TP 70*. Extraído el 06 de julio de 2021 de: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20TP%2070&item_s_key=00496329
- [3]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2014). *Performance - graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test AASHTO M 332*. Extraído el 30 de junio de 2022 de: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20M%20332&item_s_key=00629852
- [4]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2012). *Estimating Damage Tolerance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep AASHTO TP 101*. Extraído el 30 de junio de 2022 de: <https://uwmarc.wisc.edu/files/linearamplitudesweep/AASHTO-TP101-LAS-May-2013-v2.pdf>
- [5]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2006). *Method of Test for Diamond Core Drilling for site investigation AASHTO TP 70*. Extraído el 25 de octubre de 2020 de: https://infostore.saiglobal.com/en-us/Standards/AASHTO-T-225-2006-R2010-1310_SAIG_AASHTO_AASHTO_2628849/
- [6]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2001). *Standard Method of Test for Saybolt Viscosity AASHTO T 72*. Extraído el 23 de Abril de 2022 de: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20T%2072&item_s_key=00489015
- [7]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2006). *Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV)*

- AASHTO R 28. Extraído el 20 de julio de 2021 de:
file:///C:/Users/user/Downloads/pdfcookie.com_aashto-r28-06.pdf
- [8]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2013). *Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt Binder (Rolling Thin-Film Oven Test) AASHTO T 240*. Extraído el 20 de julio de 2021 de:
<http://www.ludayq.com/download/AASHTO%20T%20240%202013.pdf>
- [9]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2010). *Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer AASHTO T 315*. Extraído el 11 de noviembre de 2020 de:
https://www.techstreet.com/standards/aashto-t-315-20?product_id=2183612
- [10]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2014). *Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture – Induced Damage AASHTO T 283*. Extraído el 12 de noviembre de 2020 de:
https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20T%20283&item_s_key=00489198
- [11]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2014). *Determining de Fatigue Life of Compacted Asphalt Mixtures Subjected to Repeated Flexural Bending AASHTO T 321*. Extraído el 12 de noviembre de 2020 de:
https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20T%20321&item_s_key=00489228
- [12]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2014). *Hamburg Wheel – Track Testing of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) AASHTO T 324*. Extraído el 12 de noviembre de 2020 de:
https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20T%20324&item_s_key=00489231
- [13]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2019). *Mixtura conditioning of Hot mix Asphalt AASHTO R 30*. Extraído el 16 de diciembre de 2021 de:
https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20R%2030&item_s_key=00488905

- [14]. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (2020). *Standard Method of Test for Bulk Specific Density (Gmb) of compacted Asphalt Mixtures Using Saturated Surface-Dry Specimens AASHTO T 166*. Extraído el 14 de diciembre de 2021 de: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=AASHTO%20T%20166&items_key=00489063
- [15]. American Society for Testing and Materials ASTM (1995). *Standard specification for Mineral Filler for Asphalt Mixes ASTM D 242*. Extraído el 11 de noviembre del 2020 de: <https://www.astm.org/Standards/D242.htm>
- [16]. American Society for Testing and Materials ASTM (2000). *Standard specification for Coarse aggregate for Asphalt Paving Mixtures ASTM D 692*. Extraído el 11 de noviembre del 2020 de: <https://www.astm.org/Standards/D692.htm>
- [17]. American Society for Testing and Materials ASTM (2001). *Standard Specification for Hot-Mixed, Hot-Laid Bituminous Paving Mixtures ASTM D 3515*. Extraído el 06 de julio del 2020 de: <https://www.astm.org/Standards/D1073.htm>
- [18]. American Society for Testing and Materials ASTM (2009). *Standard specification for Hot-mixed, Hot-laid Bituminous Paving Mixtures ASTM D 3515*. Extraído el 22 de julio del 2020 de: <https://www.astm.org/Standards/D3515.htm>
- [19]. American Society for Testing and Materials ASTM (2011). *Standard specification for Fine aggregate for Asphalt Paving Mixtures ASTM D 1073*. Extraído el 11 de noviembre del 2020 de: <https://www.astm.org/Standards/D1073.htm>
- [20]. American Society for Testing and Materials ASTM (2015). *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures using a Rotational Viscometer ASTM D 4402*. Extraído el 02 de febrero del 2022 de: <https://www.astm.org/d4402-06.html>
- [21]. Anderson M. (2011). *MS-26 The Asphalt Binder Handbook*. Recuperado el 25 de octubre del 2020 de: <https://www.bookdepository.com/es/MS-26-Asphalt-Binder-Handbook-R-Michael-Anderson/9781934154632>
- [22]. Asphalt Institute (1996). *Antecedentes del Diseño y análisis de mezclas asfálticas SUPERPAVE*. Extraído el 25 de octubre del 2020 de: https://catalogo.latu.org.uy/opac_css/index.php?lvl=notice_display&id=1633

- [23]. Asphalt Institute (2011). *MS-26 Asphalt Binder Handbook*. Extraído el 25 de octubre del 2021 de: <https://bookstore.asphaltinstitute.org/catalog/book/ms-26-asphalt-binder-handbook>
- [24]. Button, J. W., Estakhri, C. K., y Wimsatt, A. J. (2007). *A synthesis of warm-mix asphalt* (No. SWUTC/07/0-5597-1). Texas Transportation Institute. Extraído el 21 de junio de 2020 de: <https://static.tti.tamu.edu/swutc.tamu.edu/publications/technicalreports/0-5597-1.pdf>
- [25]. Coto, J. D. (2016). *Comparación de las estructuras de pavimento rígido y flexible por medio de un análisis de ciclo de vida, enfocado a carreteras de tránsito pesado*. (Tesis de pregrado). Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica. Extraído el 25 de junio de 2020 de: <https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6792/comparaci%C3%B3n-estructuras-pavimentor%20adgidoy-flexible-enfocado%20a%20carreteras%20de%20tr%C3%A1nsito%20pesado.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [26]. D'Angelo, J., Harm, E., Bartoszek, J., Baumgardner, G., Corrigan, M., Cowser, J., & Prowell, B. (2008). *Warm-mix asphalt: European practice* (No. FHWA-PL-08-007). United States. Federal Highway Administration. Office of International Programs. Extraído el 22 de junio de 2020 de: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/772>
- [27]. Elizondo, F., Salazar, J. y Villegas, E. (2009). *Análisis Reológico de asfaltos modificados*. Extraído el 06 de julio del 2021 de: <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/497/CILA-01-09.%20AN%C3%81LISIS%20REOL%C3%93GICO%20DE%20ASFALTOS%20MODIFICADOS.pdf?sequence=1&isAllowed=y#:~:text=Ensayos%20para%20la%20Caracterizaci%C3%B3n%20de%20Asfaltos%20Modificados&text=El%20E2%80%9Ccreep%20compliance%20no%20recuperable,dividido%20por%20el%20esfuerzo%20aplicado.>
- [28]. Escalante, J. R. (2007). *Avaliação de misturas asfálticas produzidas com ligantes peruanos convencional PEN 60/70 e modificados por polímero SBS tipo I 60/60 e PG 76 -22*. (Tesis de maestría). Universidad de São Paulo, Brasil. Extraído el 20 de Junio

- de 2020 de: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18143/tde-26042007-173415/es.php>
- [29]. Estrada, V. R. (2017). *Estudio y análisis de desempeño de mezcla asfáltica convencional 85/100 Plus y mezcla asfáltica modificada con polímero de tipo SBS PG 70 -28*. (Tesis de pregrado). Universidad Andina de Cusco, Perú. Extraído el 19 de junio de 2020 de: <http://repositorio.uandina.edu.pe/handle/UAC/1057>
- [30]. Estrada, V. R., Escalante, J. R., Moreano, V. H., Herencia, W. L. y Huari, R. (2019). *Análisis comparativo de la influencia de aditivos químicos de mezcla tibia en un ligante asfáltico convencional y mezcla asfáltica de granulometría densa*. CILA XX. Simposio llevado a cabo en el XX Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto, Guadalajara, México.
- [31]. Federal Highway Administration FHWA. (2000). *Superpave Fundamental Reference manual*. National Highway Institute. Extraído el 04 de octubre de 2020 de: <https://www.thejournalshouse.com/index.php/geoscience-remotesensing-earth/article/view/225>
- [32]. Harman, T., Youtcheff, J., & Bukowski, J. (2011). *The Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Procedure* (No. FHWA-HIF-11-038). United States. Federal Highway Administration. Extraído el 06 de Julio de 2021 de: https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/41583/dot_41583_DS1.pdf
- [33]. Hintz, C., Velasquez, R., Johnson, C. y Bahia, H. (2011). *Modification and validation of the Linear Amplitude Sweep Test for Binder Fatigue Specification*. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C., 2011, pp. 99-106.
- [34]. Huang, S. y Di Benedetto, H. (2015). *A perspective of bituminous binder specifications*. *Advances in Asphalt Materials*. 1(1), 1-27. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100269-8.00001-5>
- [35]. Hurley, G. C., & Prowell, B. D. (2005). *Evaluation of Aspha-Min zeolite for use in warm mix asphalt*. *NCAT report*, (05-04). Extraído el 22 de junio de 2020 de: <https://trid.trb.org/view/787746#:~:text=Aspha%2Dmin%C2%AE%20was%20shown,modulus%20of%20an%20asphalt%20mix.>

- [36]. Hurley, G. C., & Prowell, B. D. (2005). *Evaluation of Sasobit for use in warm mix asphalt*. *NCAT report*, 5(6), 1-27. Extraído el 20 de junio de 2020 de: <http://eng.auburn.edu/research/centers/ncat/files/reports/2005/rep05-06.pdf>
- [37]. Hurley, G. C., & Prowell, B. D. (2006). *Evaluation of Evotherm for use in warm mix asphalt*. *NCAT report*, 2, 15-35. Extraído el 20 de junio de 2020 de: <http://www.structural-engineering-courses.bece.auburn.edu/research/centers/ncat/files/reports/2006/rep06-02.pdf>
- [38]. Hurley, G. C., & Prowell, B. D. (2006). *Evaluation of potential processes for use in warm mix asphalt*. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 75, 41-90. Extraído el 21 de junio de 2020 de: http://warmmixasphalt.org/submissions/10_20071127_Evaluation_of_Potential_Processes.pdf
- [39]. Jiménez, A. (2019). *Análisis de Desempeño de una Mezcla asfáltica con fibra de bambú*. (Tesis de graduación) Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica. Extraído el 06 de enero del 2022 de: https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/12221/TFG_Angie_Jim%C3%A9nez_Loria.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- [40]. Kristjansdottir O. (2006). *Warm Mix Asphalt for Cold Weather Paving*. *Washington State Department of Transportation*. Extraído el 11 de noviembre del 2020 de: <https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/650.1.pdf>
- [41]. Kuang, Y. (2012). *Evaluation of Evotherm as a WMA technology compaction and anti-strip additive*. Extraído el 26 de septiembre de 2020 de: <https://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=3377&context=etd>
- [42]. Leitte, L. F. M. (1999). *Estudo de preparo e caracterizacao de asfaltos modificados por polímeros*. (Tesis de maestria) Universidad Federal de Rio de Janeiro, Brasil.
- [43]. Leitte, L. F. M. y Bittencourt, C. P. (2004). *Caracterização reológica de cimentos asfálticos de petróleo e asfaltos modificados*. II Encontro Brasileiro de Reologia, Rio de Janeiro, Brasil.
- [44]. Lopera, C. H. y Córdoba, J. E. (2013) *Diseño de mezclas asfáltica tibia a partir de la mezcla de asfalto y aceite crudo de palma*. Extraído el 21 de julio de 2020 de: https://www.researchgate.net/profile/Jorge_Cordoba4/publication/262433597_Warm

- [mix asphalt design from mix asphalt and crude palm oil/links/54eb5d240cf2082851bdb16d/Warm-mix-asphalt-design-from-mix-asphalt-and-crude-palm-oil.pdf](http://mix-asphalt-design-from-mix-asphalt-and-crude-palm-oil/links/54eb5d240cf2082851bdb16d/Warm-mix-asphalt-design-from-mix-asphalt-and-crude-palm-oil.pdf)
- [45]. Ministerio de Obras Públicas y Transporte MOPT (2010). *Manual de Especificaciones Generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010*. Extraído el 22 de julio de 2020 de: <http://repositorio.mopt.go.cr:8080/xmlui/handle/123456789/391>
- [46]. Ministerio de Obras Públicas y Transporte MOPT (2021). *Manual de Especificaciones Generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2020*. Extraído el 23 de abril de 2022 de: <http://repositorio.mopt.go.cr:8080/xmlui/handle/123456789/4694>
- [47]. Ministerio de Transportes y Comunicaciones MTC. (2017). *Ensayo de Rueda Cargada de Hamburgo para mezclas asfálticas en caliente*. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles – MTC. Lima, Perú.
- [48]. Pacheco C., Delgado H. y Garnica P. (2017). *Análisis de las propiedades de desempeño de un ligante asfáltico*. Instituto Mexicano del Transporte. Recuperado el 25 de octubre del 2020 de: <https://docplayer.es/52379923-Analisis-de-propiedades-de-desempeno-de-un-ligante-asfaltico.html>
- [49]. Prowell, B. D., Hurley, G. C., & Crews, E. (2007). *Field performance of warm-mix asphalt at national center for asphalt technology test track*. Transportation Research Record, 1998(1), 96-102. Extraído el 21 de junio de 2020 de: <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.3141/1998-12>
- [50]. Rubio, M. C., Martínez, G., Baena, L., & Moreno, F. (2012). *Warm mix asphalt: an overview*. *Journal of Cleaner Production*, 24, 76-84. Extraído el 20 de junio de 2020 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0959652611004926>
- [51]. Sengoz, B., Topal, A., & Gorkem, C. (2013). *Evaluation of natural zeolite as warm mix asphalt additive and its comparison with other warm mix additives*. *Construction and Building Materials*, 43, 242–252. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.02.026
- [52]. Topal, A., Sengoz, B., Kok, B. V., Yilmaz, M., Aghazadeh Dokandari, P., Oner, J., & Kaya, D. (2014). *Evaluation of mixture characteristics of warm mix asphalt involving natural and synthetic zeolite additives*. *Construction and Building Materials*, 57, 38–44. doi: [10.1016/j.conbuildmat.2014.01.093](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.093)

- [53]. Turner, P. (2018). *Age the binder properly*. Recuperado el 20 de julio del 2021 de: <https://theasphaltpro.com/articles/age-the-binder-properly-for-testing/>
- [54]. Vaiana, R., Iuele, T., & Gallelli, V. (2013). *Warm mix asphalt with synthetic zeolite: a laboratory study on mixes workability*. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 6(5), 562. Extraído el 21 de junio de 2020 de: https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/39376761/Warm_mix_asphalt_with_synthetic_zeolite_20151023-6031-1m9p7v3.pdf?1445625333=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DWarm_mix_asphalt_with_synthetic_zeolite.pdf&Expires=1595315102&Signature=UOQ2dD6ZiVyq~fc4CdEobO~PBwHNMHjqXJUaW57aD7xQ14TomnKQvOX9F9wGdnDIaU7wTsQ2CcCQb~AF2R86cXI5PRN8XDVKs8QDN781xrU746UPjg0Pfg40kQJzkOjN5bx~xtKQXcpb4~dd7zzmhFcat9MDqZE1PHJ3jt8kidN9SSURM4W6y1f81LDExiS2I~xCvL~0wmeJv0glRhYAYV70Uw2AMa6UEF2m0w778XSX0avW1JwRPC7lumJW74cdtaF8lZ8d2UAshenlp7AYfo96~k1LGR~h5rb-AZcVHfoIcsSsE8DoghvPp0qEh6IM14wg6HCwNghoba91qinLzQ_&Key-Pair-Id=APKAJLOHF5GGSLRBV4ZA
- [55]. Vidal, R., Moliner, E., Martínez, G., & Rubio, M. C. (2013). *Life cycle assessment of hot mix asphalt and zeolite-based warm mix asphalt with reclaimed asphalt pavement*. *Resources, Conservation and Recycling*, 74, 101–114. doi: 10.1016/j.resconrec.2013.02.018
- [56]. Yang X., You Z., Hasan M. R. M., Diab A., Shao H., Chen S. y Ge D. (2017). *Environmental and mechanical performance of crumb rubber modified warm mix asphalt using Evotherm*. Extraído el 03 de octubre de 2020 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0959652617309137>
- [57]. Yang, X., You, Z., Hasan, M. R. M., Diab, A., Shao, H., Chen, S., & Ge, D. (2017). *Environmental and mechanical performance of crumb rubber modified warm mix asphalt using Evotherm*. *Journal of Cleaner Production*, 159, 346-358. Extraído el 26 de septiembre de 2020 de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0959652617309137>

8. Anexos

Todos los anexos fueron entregados en formato digital y también en forma de carpeta Drive a la cual se puede acceder por medio del siguiente link. Se detalla la documentación entregada.

0. Aditivos Warm Mix.
1. Diseño de Mezcla asfáltica.
2. Caracterización y desempeño ligante asfáltico.
3. Análisis de vacíos en mezcla a 150°C, 130°C y 120°C.
4. Desempeño en mezcla asfáltica.

Link carpeta Drive:

➤ https://drive.google.com/drive/folders/12IUe1idxc1I3ONuL_BQ7yOpzrz_3D1AT?usp=sharing