



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA POROSA PARA
ZONAS DE BAJAS TEMPERATURAS, APLICADA A
MEJORAR LA SEGURIDAD VIAL**

ELABORADO POR:

CARVAJAL MORA, JORGE EDUARDO.

CHICAIZA FUENTES, JUAN PATRICIO

DIRECTOR: ING. MORALES MUÑOZ BYRON OMAR MSc.

SANGOLQUÍ

2016

CERTIFICACIÓN



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación “DISEÑO DE MEZCLA ASFALTICA POROSAS PARA ZONAS DE BAJAS TEMPERATURAS, APLICADA MEJORAR LA SEGURIDAD VIAL”, ha sido revisado en su totalidad el mismo que cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a los señores, **CARVAJAL MORA JORGE EDUARDO** y **CHICAIZA FUENTES JUAN PATRICIO** para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 11 de Julio del 2016

Ing. Byron Morales MSc.

DIRECTOR

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **CARVAJAL MORA JORGE EDUARDO**, con cédula de identidad N° 1721327854, y **CHICAIZA FUENTES JUAN PATRICIO**, con cédula de identidad N° 1715967905 declaramos que este trabajo de titulación "DISEÑO DE MEZCLA ASFALTICA POROSAS PARA ZONAS DE BAJAS TEMPERATURAS, APLICADA MEJORAR LA SEGURIDAD VIAL", ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaramos que este trabajo es de nuestra autoría, en virtud de ello nos declaramos responsables del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 11 de Julio del 2016

JÓRGE E. CARVAJAL MORA

CC. 1721327854

JUAN P. CHICAIZA FUENTES

CC. 1715967905

AUTORIZACIÓN



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **CARVAJAL MORA JORGE EDUARDO** y **CHICAIZA FUENTES JUAN PATRICIO**, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**DISEÑO DE MEZCLA ASFALTICA POROSAS PARA ZONAS DE BAJAS TEMPERATURAS, APLICADA MEJORAR LA SEGURIDAD VIAL**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 11 de Julio del 2016

JORGE E. CARVAJAL MORA

CC. 1721327854

JUAN P. CHICAIZA FUENTES

CC. 1715967905

DEDICATORIA

Dedico esta investigación a mis padres, Angel y Aurora sin ellos no hubiese logrado esta meta. A mis hermanos Jhoselyn y Roger, quienes ven en mí un ejemplo a seguir, me complace no decepcionarlos mostrándoles que todo se puede lograr con esfuerzo y sacrificio. El camino hasta la culminación de este proyecto estuvo lleno de dificultades que se sobrellevaron con la ayuda de excelentes compañeros que he ido conociendo a lo largo de la carrera, a todos ellos también va dedicado este trabajo.

A mis amigos Anita y Bolívar, han pasado años desde que nos conocimos y aunque no nos veamos tanto como quisiera, ustedes siempre están presentes, y es grato saber que tienes personas que se preocupan por ti y que estarán ahí cuando las necesites, los quiero amigos.

Es meritorio hacer un especial agradecimiento a dos personas primero a mi madre Aurora Fuentes, gracias por ese apoyo que me supo brindar a pesar de todas las equivocaciones que cometí, gracias por su paciencia, sin su apoyo no sé qué hubiese sido de mí, y a mi novia Jenniffer Ulloa, gracias a tu amor y comprensión he podido sacar fuerzas para seguir adelante hasta este día, tu eres mi inspiración para luchar por ser una mejor persona y un mejor profesional, hemos pasado un sin fin de experiencias buenas y malas pero juntos superaremos todo, este logro también es tuyo amor, TE AMO.

Patricio Chicaiza F.

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de investigación a mis padres Jorge Carvajal y Nancy Mora de quienes he aprendido los más valiosos y nobles sentimientos que constituyen el amor y la paciencia hacia un hijo. A ellos quien sin escatimar esfuerzo y tiempo han sacrificado gran parte de su vida para formarme, educarme y más que nada entenderme y ayudarme en los momentos difíciles y dolorosos de mi vida. Nunca podré pagar toda su dedicación y abnegación por todo el esfuerzo que han realizado para que yo salga adelante a pesar de las adversidades. Este logro es para ustedes pues sé que la ilusión de su existencia es verme convertido en un profesional, un hombre de bien y más que nada una excelente persona, y siempre cualquier meta conseguida y alcanzada será gracias a su apoyo y no me queda más que decir que los AMO y siempre trataré de representarlos y enorgullecerlos.

Jorge Carvajal M.

AGRADECIMIENTOS

Los sentimientos se cruzan una vez culminada esta etapa de formación profesional, han sido años dedicados cumplir un objetivo, un sueño, tantos recuerdos y memorias resumidos en pocas palabras.

Quiero agradecer principalmente a mis padres Angel y Aurora, por sacrificarse día a día hasta ver este objetivo cumplido, a mi madre quien muchas veces, a pesar de los enojos, ha estado ahí preocupándose y alentándome, si hoy soy alguien y en el futuro seré alguien mejor es gracias ti mamá.

A ti amor, Jenniffer, desde que te conocí te convertiste en parte importante de mi vida y ahora no me la imagino sin ti, juntos hemos sentido las decepciones y fracasos pero también excelentes momentos de felicidad, gracias por no dejarme que me dé por vencido he impulsarme a seguir para adelante, juntos lograremos todo, te amo.

También quiero expresar mis sinceros agradecimientos al Ing. Byron Morales, quien fue el director de este proyecto, desde el primer día que se concibió la idea siempre nos brindó su apoyo para que se realice de la mejor manera, pero también exigiéndonos para obtener una investigación de alto nivel, gracias Inge, estoy seguro que cumplimos sus expectativas.

Quiero expresar mi eterna gratitud a mis compañeros de aulas empezando por Jorge C., gracias por confiar en mí para elaborar este proyecto, lo conseguimos. A quienes hoy me siento feliz de poder llamar amigas Dayana Ch., Analía G. Cristina A., Vanessa P., gracias por su apoyo tanto en las aula como fuera de ellas, sepan que siempre pueden contar con mi ayuda.

A todo el personal docente de la Carrera de Ingeniería Civil, quienes con sus amplios conocimientos supieron fórmame y presionarme para llegar a ser un excelente profesional, prometo no defraudarlos.

Y por último, a la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, que hace ya varios años me abrió sus puertas, en sus instalaciones encontré no solo una profesión, encontré el amor, encontré mi vocación. Me llevo conocimiento, recuerdos y experiencias, que es lo que forma un profesional integro. Gracias mi querida Universidad y Facultad.

Patricio

AGRADECIMIENTOS

A Dios Padre Todopoderoso, por darme la fuerza en todo momento de mi vida y por guiarme con su infinito amor para lograr cada día ser un mejor ser humano, un buen hijo y un gran hermano.

A mis excelentes padres Ramiro y Nancy, quienes con amor, abnegación, sacrificio y ejemplo me ayudan y apoyan cuando me equivoco, me aconsejan cuando dudo y cuando los necesito siempre están a mi lado.

A mis dos grandiosos hermanos Henry y Daniel, quienes con su cariño y compañía dan sentido y alegría a cada instante de mi vida.

A mi querida mascota y amigo Ralph que siempre ha estado en mi vida a pesar de los altibajos, quien con su cariño y fidelidad me ha acompañado a lo largo de este camino.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas, por ser un noble establecimiento de enseñanza, que me ha preparado para ascender con paso firme y recto hacia el triunfo profesional.

A mi director de tesis Ing. Byron Morales, por su invaluable apoyo y solidaridad, y a quien debo horas de amable dedicación, pues sin su acertada guía no hubiese podido llegar a la culminación del presente documento.

Un especial agradecimiento para los Ing. Hugo Bonifaz e Ing. Juan Haro por su participación y empeño, en darnos una mano para la consecución de este proyecto ya que sin el apoyo de los mismos no se hubiera llegado a culminar con el mismo.

Con gratitud me refiero a mis amigos y compañeros en especial con mucho afecto para Patricio que a través de los semestres hemos logrado

cumplir muchas metas, sin el apoyo y dedicación de él no habiéramos logrado la realización de este documento.

A todas las personas que de una u otra manera han colaborado y han contribuido durante el proceso de investigación y consecución de este proyecto.

Jorge

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	II
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	III
AUTORIZACIÓN	IV
DEDICATORIA	V
DEDICATORIA	VI
AGRADECIMIENTOS	VII
AGRADECIMIENTOS	IX
ÍNDICE DE CONTENIDOS	XI
LISTADO DE TABLAS	XIX
LISTADO DE FIGURAS	XXIV
RESUMEN	XXXIII
ABSTRACT	XXXIV
CAPITULO 1: ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. OBJETIVOS.....	5
1.4.1. OBJETIVO GENERAL	5
1.4.2. OBJETIVO ESPECIFICO	5
1.5. MARCO TEÓRICO.....	6
1.5.1. Definición de pavimento.....	6
1.5.2. Sub-rasante	7
1.5.3. Sub-base	7
1.5.4. Base.....	8
1.5.5. Capa o superficie de rodadura.....	8
1.5.6. Tipos de pavimentos.....	9

1.5.6.1.Pavimentos rígidos.....	10
1.5.6.2.Pavimentos flexibles.....	11
CAPITULO 2: PAVIMENTOS EN REGIONES FRIAS, MEZCLAS	
ASFÁLTICAS DRENANTES Y AGREGADOS	13
2.1. PAVIMENTO EN REGIONES FRÍAS	13
2.1.1. Mezclas asfálticas en caliente.....	14
2.1.2. Mezclas en frío.....	14
2.1.3. Tratamientos superficiales	15
2.1.4. Superficie de grava	15
2.1.5. Bases estabilizadas	16
2.2. RENDIMIENTO DEL PAVIMENTO EN REGIONES FRÍAS.....	16
2.2.1. Agrietamiento térmico	17
2.2.2. Agrietamiento por fatiga	18
2.2.3. Grieta por deterioro	20
2.2.4. Ahuellamiento	20
2.2.5. Envejecimiento del pavimento	21
2.2.6. Desintegración del pavimento.....	23
2.2.7. Baches.....	24
2.2.8. Heladas.....	25
2.2.8.1.Diferencial de heladas.....	26
2.3. AGREGADOS PÉTREOS PARA MEZCLAS ABIERTAS	27
2.3.1. Concepto	27
2.3.2. Fuentes de agregados	27
2.3.3. Obtención de los agregados pétreos	29
2.3.3.1.Mina San Ramón.....	30
2.3.4. Especificaciones técnicas para agregados en mezclas drenantes.....	32
2.3.5. Agregado para mezclas asfálticas	33
2.4. MATERIAL BITUMINOSO.....	33
2.4.1. Asfalto.....	33
2.4.1.1.Concepto.....	34
2.4.1.2.Clasificación del asfalto	34

2.4.1.3. Clasificación del asfalto por su viscosidad	35
2.4.1.4. Clasificación del asfalto por penetración	35
2.4.1.5. Propiedades físicas del asfalto	36
2.4.2. Asfalto Modificado	37
2.4.2.1. Definición	37
2.4.2.2. Objetivos de modificar un asfalto	37
2.4.2.3. Beneficios que se busca al modificar un asfalto	38
2.4.2.4. Aplicaciones para los asfaltos modificados	39
2.4.3. Obtención del material asfáltico	40
2.5. MEZCLAS ABIERTAS, DRENANTES O POROSAS	41
2.5.1. Introducción	42
2.5.2. Definición y tipos	43
2.5.3. Componentes	45
2.5.4. Gradación del agregado	45
2.5.4.1. Especificación granulométrica para mezclas drenantes ..	47
2.5.5. Características	48
2.5.5.1. Ventajas y limitaciones	49
2.6. DISEÑO DE LA MEZCLA DRENANTE	49
2.6.1. Proceso general para diseño de mezclas asfálticas en caliente	50
2.6.2. Aplicación según la carga de ejes equivalentes	51
2.6.3. Procedimiento de diseño	53
CAPITULO 3: ENSAYOS Y TABLAS	56
3.1. INTRODUCCIÓN	56
3.2. ENSAYOS EN LOS AGREGADOS PÉTREOS	56
3.2.1. Granulometría (ASTM_C_136)	57
3.2.1.1. Materiales y equipos	57
3.2.1.2. Procedimiento	57
3.2.1.3. Resultados	59
3.2.2. Equivalente de arena (INV_E_133)	60
3.2.2.1. Materiales y equipos	60
3.2.2.2. Procedimiento	60

3.2.2.3.Ecuaciones y cálculos	63
3.2.3. Desgaste en máquina de los Ángeles, abrasión (INEN_860).....	63
3.2.3.1.Materiales y equipos	64
3.2.3.2.Procedimiento	64
3.2.3.3.Ecuaciones y cálculos	66
3.2.4. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Grueso (INEN_857).....	66
3.2.4.1.Materiales y equipos	67
3.2.4.2.Procedimiento	67
3.2.4.3.Ecuaciones y cálculos	68
3.2.5. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Fino (INEN_856).....	69
3.2.5.1.Materiales y equipos	70
3.2.5.2.Procedimiento	70
3.2.5.3.Ecuaciones y cálculos	72
3.2.6. Determinación del contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables (INEN_698)	73
3.2.6.1.Materiales y equipos	73
3.2.6.2.Procedimiento	73
3.2.6.3.Ecuaciones y cálculos	75
3.3. ENSAYOS EN EL ASFALTO.....	75
3.3.1. Mezcla del asfalto con aditivo Kaoamin 14	76
3.3.2. Penetración (INEN_917).....	78
3.3.2.1.Equipos y materiales	78
3.3.2.2.Procedimiento	79
3.3.2.3.Cálculos	81
3.3.3. Punto de ablandamiento (INEN_920)	81
3.3.3.1.Equipos y materiales	82
3.3.3.2.Procedimiento	82
3.3.3.3.Resultados	84
3.3.4. Índice de penetración (INV_E_724)	84
3.3.4.1.Ecuaciones y cálculos	84

3.3.5. Ductilidad (INEN_916)	85
3.3.5.1. Equipos y materiales	85
3.3.5.2. Procedimiento	86
3.3.5.3. Resultados	88
3.3.6. Punto de inflamación (ASTM D92).....	88
3.3.6.1. Equipos y materiales	88
3.3.6.2. Procedimiento	89
3.3.6.3. Resultados	90
3.3.7. Gravedad específica del asfalto (ASTM D70)	90
3.3.7.1. Equipos y materiales	91
3.3.7.2. Procedimiento	91
3.3.7.3. Cálculos	92
3.4. ELABORACIÓN DE BRIQUETAS	93
3.4.1. Preparación de la mezcla	93
3.4.2. Compactación de la muestra	95
3.5. ENSAYOS EN LAS BRIQUETAS	97
3.5.1. Análisis de vacíos	99
3.5.1.1. Gravedad específica Bulk	99
3.5.1.2. Gravedad específica máxima teórica – RICE (ASTM_D_2041)	108
3.5.1.3. Cálculo de vacíos	112
3.5.2. Prueba de permeabilidad	114
3.5.3. Ensayo del Cántabro seco	116
3.5.4. Ensayo del Cántabro húmedo.....	119
3.5.5. Ensayo Marshall (AASHTO_T_245)	121
3.5.6. Desgaste con nitrógeno líquido.....	123
3.5.6.1. Sin inmersión en agua.....	124
3.5.6.2. Con inmersión en agua	127
3.5.6.3. Prueba de desgaste con Carboximetilcelulosa.....	128
3.5.6.4. Prueba de desgaste con Aceite de vaselina	130
3.5.7. Elaboración de muestras rectangulares.....	132
3.5.8. Ensayo de envejecimiento	135
3.5.8.1. Método UCL® para medida del envejecimiento	135

3.5.8.2. Aplicación del método UCL [®]	137
CAPITULO 4: ANÁLISIS Y RESULTADOS	139
4.1. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	139
4.1.1. Agregados	139
4.1.2. Granulometría	140
4.1.2.1. Fórmula de trabajo	141
4.1.3. Asfalto	143
4.2. CONTENIDO ÓPTIMO DE ASFALTO	144
4.2.1. Caracterización por medio del Ensayo Cántabro	147
4.2.1.1. Cántabro Seco	147
4.2.1.2. Cántabro Húmedo	148
4.2.2. Verificación por el Ensayo Marshall	150
4.3. ENSAYOS CON VARIACIÓN DE TEMPERATURA	152
4.3.1. Envejecimiento	153
4.3.2. Susceptibilidad térmica	156
4.3.3. Susceptibilidad térmica usando carboximetilcelulosa y aceite de vaselina	159
4.4. MÓDULO DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS DRENANTES	161
4.4.1. Temperatura de fisuramiento mediante el nomograma de Van Der Pöel	162
4.4.2. Nomograma de Bonnaure para estimación del Módulo de rigidez de mezclas asfálticas	165
4.4.3. Método SHELL para cálculo del módulo de rigidez de mezclas asfálticas	167
4.5. INFLUENCIA DE LAS MEZCLAS DRENANTES EN LA SEGURIDAD VIAL	171
4.5.1. Resistencia a la fricción	171
4.5.2. Índice de Rugosidad Internacional (IRI)	175
4.5.2.1. Escalas de medición del IRI	175
4.5.2.2. Niveles de rugosidad en mezclas drenantes	176
4.5.3. Reducción del hidroneo	179
4.5.4. Reducción de las proyecciones de agua	180

4.5.5. Deslumbramiento.....	181
4.5.6. Visibilidad.....	181
4.6. INFLUENCIA DE LAS MEZCLAS DRENANTES EN EL MEDIO AMBIENTE.....	181
4.6.1. Reducción del Ruido.....	182
4.6.2. Drenaje	187
4.6.2.1.Aplicabilidad	188
4.6.2.2.Ventajas y desventajas	188
4.6.3. Pavimentos descontaminantes	190
4.6.3.1.Fotocatálisis	190
4.6.3.2.Tipología de las mezclas drenantes con Dióxido de Titanio	191
4.6.3.3.Ventajas	192
4.6.3.4.Desventajas.....	192
4.6.3.5.Técnicas de aplicación de Dióxido de titanio en las mezclas drenantes	193
CAPITULO 5: ANÁLISIS DE COSTOS	195
5.1. COLOCACIÓN EN CAMPO	195
5.1.1. Preparación de la superficie	195
5.1.2. Soporte del pavimento drenante.....	195
5.1.3. Adherencia.....	196
5.1.4. Sistemas de drenaje	196
5.2. TRANSPORTE Y TRANSFERENCIA DE LA MEZCLA	197
5.2.1. Equipo y transporte.....	197
5.2.2. Transferencia	198
5.3. EXTENSIÓN DE LA MEZCLA	199
5.3.1. Tratamiento de juntas	199
5.3.2. Equipo.....	200
5.4. COMPACTACIÓN DE LA MEZCLA.....	200
5.4.1. Clima.....	201
5.4.2. Equipo.....	201
5.5. CONTROL Y CALIDAD	202

5.5.1. Seguimiento	202
5.6. COSTO DE LA CAPA DE RODADURA DRENANTE	203
5.6.1. Análisis de precios unitarios	204
5.6.2. Comparación de costos	206
CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	208
6.1. CONCLUSIONES	208
6.2. RECOMENDACIONES	209
BIBLIOGRAFIA	211

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM de los límites de la Mina San Ramón.	31
Tabla 2. Resumen de la fuente de material.	32
Tabla 3. Especificaciones para agregados pétreos.	33
Tabla 4. Clasificación del AC por el grado de viscosidad.	35
Tabla 5. Clasificación del asfalto por su grado de penetración.	36
Tabla 6. Especificación granulométrica para mezcla drenante.	47
Tabla 7. Adecuación general de tipos mezcla para cada capa HMA.	52
Tabla 8. Categoría de tráfico.	52
Tabla 9. Cantidades de muestra para ensayo granulométrico.	58
Tabla 10. Granulometría de agregado de 3/4", 3/8" y arena extraídos de la Mina San Ramón.	59
Tabla 11. Resultados del ensayo equivalente de arena	63
Tabla 12. Gradación de la muestras de ensayo, para la resistencia a la abrasión.	64
Tabla 13. Número de esferas para carga de abrasión.	65
Tabla 14. Cálculo desgaste de agregado grueso.	66
Tabla 15. Cantidad de muestra necesaria.	67
Tabla 16. Gravedad específica del agregado grueso.	69
Tabla 17. Gravedad específica del agregado fino.	72
Tabla 18. Cantidad de muestra para el ensayo.	73

Tabla 19. Cálculo del porcentaje de partículas desmenuzables.....	75
Tabla 20. Determinación del valor de la penetración en el asfalto.	81
Tabla 21. Determinación de la temperatura de ablandamiento.	84
Tabla 22. Resultados de penetración y reblandecimiento.....	84
Tabla 23. Resultados ensayo de ductilidad.....	88
Tabla 24. Punto de inflamación.....	90
Tabla 25. Cálculo de la gravedad específica del asfalto.....	93
Tabla 26. Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4% de asfalto. ...	101
Tabla 27. Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4.3 % de asfalto.....	103
Tabla 28. Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4.5 % de asfalto.....	105
Tabla 29. Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4.5 % de asfalto.....	107
Tabla 30. Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 4% de asfalto.....	111
Tabla 31. Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 4.3% de asfalto.....	111
Tabla 32. Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 4.5% de asfalto.....	111
Tabla 33. Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 5.0% de asfalto.....	112
Tabla 34. Porcentaje de vacíos para briquetas con 4.0% de asfalto.	113
Tabla 35. Porcentaje de vacíos para briquetas con 4.3% de asfalto.	113

Tabla 36. Porcentaje de vacíos para briquetas con 4.3% de asfalto.	114
Tabla 37. Porcentaje de vacíos para briquetas con 5.0% de asfalto.	114
Tabla 38. Resultados de prueba de permeabilidad.	116
Tabla 39. Perdidas por desgaste en mezclas asfálticas (Ensayo Cántabro Seco).	118
Tabla 40. Resultados del ensayo Cántabro húmedo.	120
Tabla 41. Resumen de resultados Ensayo Marshall.	123
Tabla 42. Temperaturas en muestras para ensayo de desgaste.	125
Tabla 43. Resultados del ensayo de desgaste sin presencia de agua.	126
Tabla 44. Temperaturas en muestras para ensayo de desgaste.	128
Tabla 45. Resultados del ensayo de desgaste sin presencia de agua.	128
Tabla 46. Temperatura para ensayo de desgaste en briquetas con CMC.	130
Tabla 47. Resultados del ensayo con CMC.	130
Tabla 48. Temperatura para ensayo de desgaste con aceite de vaselina.	131
Tabla 49. Resultados del ensayo con aceite de vaselina.	132
Tabla 50. Cantidades para muestras rectangulares.	133
Tabla 51. Ensayo de envejecimiento (Máquina de los Ángeles).	138
Tabla 52. Ensayos en los agregados de la Mina San Ramón.	139
Tabla 53. Granulometrías para mezclas asfálticas.	140
Tabla 54. Mezcla granulométrica de agregados.	141

Tabla 55. Porciones de agregado para mezcla drenante.....	142
Tabla 56. Resultados de ensayos en cemento asfáltico.....	143
Tabla 57. Resultados de los ensayos en mezclas drenantes.....	144
Tabla 58. Porcentaje de vacíos.....	145
Tabla 59. Porcentaje de desgaste Ensayo Cántabro	147
Tabla 60. Porcentaje de desgaste Ensayo Cántabro Húmedo.....	148
Tabla 61. Índice de aumento del desgaste en briquetas de mezcla drenante.....	149
Tabla 62. Requisitos MOP para mezclas asfálticas.....	150
Tabla 63. Resultados de estabilidad y flujo método Marshall.....	151
Tabla 64. Porcentaje de vacíos en muestras para envejecimiento.....	153
Tabla 65. Pérdidas al cántabro para distintos grados de envejecimiento a 163° C, a 300 revoluciones.....	154
Tabla 66. Resultados de la variación de temperatura sin presencia de agua.....	157
Tabla 67. Resultados de la variación de temperatura con presencia de agua.....	157
Tabla 68. Resultados de la variación de temperatura con carboximetilcelulosa.....	159
Tabla 69. Resultados de la variación de temperatura con aceite de vaselina.....	159
Tabla 70. Datos de fricción (Pensilvania)	172
Tabla 71. Promedio de coeficientes de fricción1	174

Tabla 72. Valor del IRI para pavimentos nuevos en el Ecuador.....	177
Tabla 73. Valores recomendamos del IRI para mezclas drenantes según la normativa colombiana.	177
Tabla 74. Medición del ruido (dB) en distintos tipos de mezclas asfálticas.	184
Tabla 75. Porcentaje de materiales para 1 m ³ de mezcla asfáltica porosa.	204
Tabla 76. Análisis de precios unitarios para una mezcla asfáltica porosa.	205
Tabla 77. Análisis de precios unitarios para una mezcla asfáltica densa.	206

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Estructura de las carreteras.	9
Figura 2. Distribución típica de la carga bajo un pavimento rígido y flexible.	10
Figura 3. Sección típica de pavimento rígido.	10
Figura 4. Sección típica de un pavimento flexible.	11
Figura 5. Tramo Jambelí – Latacunga, Km 34+840.	13
Figura 6. Carretera con superficie de grava, Parque Nacional Cotopaxi. ...	16
Figura 7. Grietas transversales en un pavimento.	17
Figura 8. Grietas por gradiente térmico.	18
Figura 9. Agrietamiento por fatiga en pavimentos.	19
Figura 10. Gráficas proceso de deterioro en un pavimento.	20
Figura 11. Corte transversal de un ahuellamiento.	21
Figura 12. Causas del envejecimiento del pavimento.	22
Figura 13. Desprendimiento de material en la capa de rodadura.	23
Figura 14. Pavimento con baches en la calzada.	24
Figura 15. a) Zona saturada sensible de pavimento; b) Una rueda en movimiento induce presiones hidrostáticas que deforman la superficie; c) La presión generada es suficiente para remover piezas de pavimento; d) Cuando se forma una cavidad las ruedas presionan el agua hacia abajo, lo que provoca una erosión activa en el material del pavimento.	25
Figura 16. Perfil longitudinal de la calzada pavimento medido en invierno y verano.	26

Figura 17. Mina de agregados pétreos	28
Figura 18. Trituradora de agregados pétreos.....	29
Figura 19. Mina en el sector de San Ramón.....	29
Figura 20. Ubicación Mina San Ramón.....	30
Figura 21. Agregado que se extrae de la mina.	31
Figura 22. Ubicación Constructora Terán. UTM: 793,283.79 m E; 996,7407.46 m S.	40
Figura 23. Izq.- Tanque de almacenamiento de asfalto; Der.- Muestreo in situ de material asfáltico.	41
Figura 24. Estructura y funcionamiento de los asfaltos drenantes.....	42
Figura 25. Pavimento poroso: Tipo A – Infiltración total.....	43
Figura 26. Pavimento poroso: Tipo B – Infiltración parcial.....	44
Figura 27. Pavimento poroso: Tipo C – Sin infiltración.	44
Figura 28. Curvas granulométricas teóricas. (Agregados fino y grueso, mezcla densa y mezcla abierta).	46
Figura 29. a) Mezcla densa; b) Mezcla abierta.	47
Figura 30. Faja granulométrica para mezclas drenantes.	48
Figura 31. Ventajas y limitaciones de las mezclas drenantes.	49
Figura 32. Principios del procedimiento del diseño de HMA.	50
Figura 33. Flujograma de proceso general para el diseño de una mezcla asfáltica.	51
Figura 34. Proceso de diseño de mezclas drenantes.	54
Figura 35. Muestra de agregado grueso de $\frac{3}{4}$ ".	58

Figura 36. Curvas granulométricas de los agregados extraídos de la Mina San Ramón.	59
Figura 37. Proceso de vertido de la muestra en la probeta.....	61
Figura 38. Lectura de arcilla en las probetas	62
Figura 39. Lectura de arena en las probetas	62
Figura 40. Material para ensayo de abrasión.....	65
Figura 41. Colocación del Agregado en la Máquina de los Ángeles	65
Figura 42. Separación del agregado a través del tamiz No.12	66
Figura 43. Eliminación del exceso de agua superficial en el agregado.....	68
Figura 44. Muestra de agregado grueso sumergido en el tanque de inmersión	68
Figura 45. Muestra de material fino.....	70
Figura 46. Muestra de material fino en el picnómetro.	71
Figura 47. Preparación de la muestra.	74
Figura 48. Izq.- desintegración de partículas manualmente; Der.- tamizado de la muestra.....	74
Figura 49. Horno de temperatura y pesado del asfalto.	76
Figura 50. Izq.- Peso del asfalto virgen; Der.- Equipo de mezclado.....	77
Figura 51. Izq.- Jeringa con aditivo; Der.- Colocación de aditivo en el asfalto virgen.	77
Figura 52. Control de temperatura y la velocidad de mezclado.	78
Figura 53. Medida de la temperatura previa al ensayo.	80
Figura 54. Máquina de penetración.....	80

Figura 55. Penetración en muestra de asfalto.....	81
Figura 56. Anillos de bronce con muestra de asfalto.	83
Figura 57. Vaso de precipitación con muestra de asfalto previo al ensayo; Der.- Muestras de asfalto después del ensayo.	83
Figura 58. Molde con muestra de asfalto previo al ensayo.	86
Figura 59. Izq.- Muestras colocadas en máquina para ductilidad; Der.- Control de la temperatura de ensayo.	87
Figura 60. Izq.- Remoción de las muestras de la placa; Der.- Ensayo de ductilidad en proceso.	87
Figura 61. Izq. Finalización del ensayo de ductilidad; Der.- Medición en centímetros de la ductilidad del asfalto.	88
Figura 62. Paso de mechero por la superficie del asfalto.	90
Figura 63. Picnómetro y control de temperatura.	91
Figura 64. Picnómetro con asfalto.....	92
Figura 65. Control de temperatura y peso final del ensayo.....	92
Figura 66. Fracción individual de agregados.....	94
Figura 67. Muestra de agregados y asfalto en el horno.....	94
Figura 68. Vertido del asfalto en los agregados.....	94
Figura 69. Izq.- Mezclado de material; Der.- Control de temperatura de mezclado.....	95
Figura 70. Dimensiones del molde y martillo de compactación Marshall. ...	96
Figura 71. a) Colocación de la mezcla en molde; b) Equipo de compactación Marshall preparado.....	96

Figura 72. Inversión de la briqueta para compactación por ambas caras... 97	97
Figura 73. a) Briquetas de mezcla drenante en proceso de enfriamiento; b) Briqueta extraída del molde. 97	97
Figura 74. Toma de medidas y peso a briquetas de mezcla drenante..... 99	99
Figura 75. Muestra de mezcla drenante sin compactar. 109	109
Figura 76. Picnómetro con muestra en la máquina de vacíos..... 109	109
Figura 77. Toma del peso del picnómetro + muestra + agua..... 110	110
Figura 78. Vertido de 100 ml de agua sobre una briqueta de mezcla drenante. 115	115
Figura 79. Filtración de agua en mezcla drenante. 115	115
Figura 80. Toma del peso de una briqueta de mezcla drenante. 116	116
Figura 81. Colocación de briqueta en máquina de los Ángeles. 117	117
Figura 82. Toma del peso de la briqueta después del ensayo. 117	117
Figura 83. Briquetas de mezcla drenante sumergidas en agua. 119	119
Figura 84. Registro del peso una briqueta después del Ensayo Húmedo. 120	120
Figura 85. Control de temperatura en muestras..... 121	121
Figura 86. Equipo Marshall para ensayo de estabilidad y flujo. 122	122
Figura 87. Izq. Termocupla tipo K; Der.- Termo criogénico con nitrógeno líquido..... 124	124
Figura 88. Muestras de mezcla drenante y equipo de seguridad para nitrógeno líquido. 125	125

Figura 89. Izq.- Briqueta después de rociado de nitrógeno líquido - 70° C; Der.- Bombo de la máquina de los Ángeles con briqueta previo al ensayo.	126
Figura 90. Briqueta después del ensayo de desgaste.	126
Figura 91. Inmersión de briqueta en agua	127
Figura 92. Vertido de nitrógeno líquido sobre la muestra.....	127
Figura 93. Carboximetilcelulosa.....	129
Figura 94. Carboximetilcelulosa diluida en agua.....	129
Figura 95. Vertido del compuesto en la briqueta drenante.....	129
Figura 96. Aceite de vaselina.....	131
Figura 97. Molde de madera para muestras de mezcla drenante.....	132
Figura 98. Engrasado de molde de madera y compactación de muestra.	133
Figura 99. Muestra rectangular con sujetadores, en periodo de enfriamiento, después de la compactación.	134
Figura 100. Muestra rectangular de mezcla drenante.....	134
Figura 101. Ejemplo de curva % pérdidas vs. Tiempo de envejecimiento.	135
Figura 102. Briqueta de mezcla drenante en molde Marshall para ensayo de envejecimiento.....	137
Figura 103. Muestras en proceso de enfriamiento.....	137
Figura 104. Briquetas envejecidas después del ensayo cántabro.	138
Figura 105. Curva de estabilización granulométrica teórica.....	142
Figura 106. Curva de estabilización granulométrica real.	143
Figura 107. Gráfica de resumen de resultados.	144

Figura 108. Porcentaje de vacíos en mezclas drenantes.....	145
Figura 109. Desgaste en mezclas drenantes por Ensayo del Cántabro Seco.....	147
Figura 110. Desgaste en mezclas drenantes por ensayo de Cántabro Húmedo.	148
Figura 111. Índice de pérdidas, relación cántabro húmedo/cántabro Seco	149
Figura 112. Estabilidad en mezclas drenantes.....	151
Figura 113. Flujo en mezclas drenantes.	152
Figura 114. Efecto del envejecimiento respecto a las pérdidas por desgaste al cántabro.....	155
Figura 115. Influencia de la temperatura en el comportamiento de materiales bituminosos.	156
Figura 116. Efecto de la temperatura en el desgaste de mezclas drenantes después de 300 revoluciones en máquina de los Ángeles.....	158
Figura 117. Efecto de la temperatura en el desgaste de mezclas drenantes después de 300 revoluciones en máquina de los Ángeles, con CMC y aceite de vaselina.	160
Figura 118. Briquetas con aceite de vaselina después de ensayo cántabro.	161
Figura 119. Nomograma de Van Der Pöel para determinar el módulo de rigidez del asfalto, Anexo D.	164
Figura 120. Nomograma de Bonnaure para estimar el Módulo de Rigidez de mezclas asfáltica, Anexo F.....	167
Figura 121. Módulo de rigidez del asfalto según recomendaciones de la metodología SHELL.....	169

Figura 122. Velocidad de fricción comparando superficies de mezclas abiertas y asfaltos de hormigón denso	172
Figura 123. Efecto de la velocidad en la fricción.....	173
Figura 124. Escala de valores del IRI y sus características.....	176
Figura 125. IRI de tramos de prueba, carril interior.....	178
Figura 126. IRI de tramos de prueba, carril exterior.....	179
Figura 127. Oregón: (Derecha) mezcla asfáltica densa; (Izquierda) mezcla abierta.....	180
Figura 128. Oregón: (Izquierda) Mezcla asfáltica densa; (Derecha) Mezcla abierta.....	181
Figura 129. Variación de ruido entre el contacto neumático-pavimento (fuera y dentro de un vehículo a 80 km / hora) en diferentes tipos de superficies.....	183
Figura 130. Reducción del nivel de ruido en superficies de asfalto de hormigón denso sustituido por mezclas abiertas.	185
Figura 131. Diferencias en la efectividad de mezclas abiertas y otras barreras de ruido.....	186
Figura 132. Instalación de pavimento de asfalto poroso común.	187
Figura 133. Mecanismo de Reacción y Degradación de los óxidos de nitrógeno en presencia del fotocatalizador TiO ₂	191
Figura 134. Filtración o percolación de lechada especial sobre la capa de mezcla bituminosa drenante.	192
Figura 135. Superficie de rodadura. Izq.- Filtración de la lechada antes; Der.- después del granallado.....	193

- Figura 136.** Izq.- Ejecución de técnica de pulverización sobre rodadura existente; Der.- Estado final de la capa de rodadura después de la aplicación de la técnica de pulverización..... 194
- Figura 137.** Geotextiles no tejidos que sirve de protección a las capas inferiores del pavimento..... 197
- Figura 138.** Funcionamiento básico del Shuttle buggy..... 198
- Figura 139.** Junta longitudinal con un buen acabado..... 199
- Figura 140.** Extensión de mezcla drenante..... 200

RESUMEN

El presente trabajo de titulación “**Diseño de mezcla asfáltica porosa para zonas de bajas temperaturas, aplicada a mejorar la seguridad vial**”, está enfocado a ser una guía técnica sobre las mezclas porosas como influencia en el drenaje y seguridad vial, mediante la aplicación del método cántabro de pérdida por desgaste se da a conocer las características mecánicas de las mezclas porosas, con el fin de analizar su comportamiento a bajas temperaturas se utilizó nitrógeno líquido para determinar la susceptibilidad térmica, finalmente, aplicando el método UCL[®] junto con los nomogramas de Van Der Pöel y Bonnaure se identificaron parámetros importantes como el envejecimiento del asfalto y el módulo de rigidez de la mezcla porosa. Se presenta toda la información recopilada con el objetivo que se pueda replicar la mezcla asfáltica porosa con facilidad, a fin de continuar con las investigaciones necesarias para aprovechar todo su potencial.

Palabras clave:

- **MEZCLA POROSA**
- **BAJAS TEMPERATURAS**
- **SEGURIDAD VIAL**
- **MÉTODO CÁNTABRO**
- **SUSCEPTIBILIDAD TÉRMICA**
- **ENVEJECIMIENTO**

ABSTRACT

This titling work "Design porous asphalt mixture for low temperature areas, applied to improve road safety", it's focused to be a technical guide on the porous mixtures as an influence on the drainage and road safety, by applying the method cántabro of loss by attrition is disclosed the mechanical characteristics of the porous mixtures, in order to analyze their behavior at low temperatures, liquid nitrogen was used to determine the thermal susceptibility finally applying the method UCL® along with the nomograms Van der Pöel and Bonnaure was identified important parameters such as aging of the asphalt and the modulus of rigidity of the porous identified mixture. All information collected with the objective to replicate the porous asphalt mix easily, in order to continue with the research needed to achieve its full potential is presented.

Key words:

- **MIX POROSA**
- **LOW TEMPERATURES**
- **ROAD SAFETY**
- **METHOD CANTABRIAN**
- **THERMAL SENSITIVITY**
- **AGING**

CAPITULO 1: ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

1.1.INTRODUCCIÓN

El pavimento poroso es un tipo especial de pavimento que permite que la lluvia y la nieve derretida pasen a través de él, lo que reduce la escorrentía de un sitio y sus alrededores. Además, filtra algunos contaminantes procedentes del escurrimiento (EPA, 1999).

Este tipo de mezcla ha sido utilizado desde 1950 en diferentes partes de los Estados Unidos para mejorar la superficie de resistencia a la fricción de pavimentos flexibles (APA, 2016). El uso de mezclas asfálticas porosas empezó a tener popularidad en 1970, en respuesta al programa de la Administración Federal de Carreteras (FHWA) para incrementar la resistencia al deslizamiento en las vías (Kandhal, 2002).

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas, es la entidad gubernamental encargada de la red vial estatal, existen 8.653,6 kilómetros de carreteras, de los cuales actualmente, 4.860 km de estas vías han sido intervenidos y 16.970 metros lineales de puentes, donde el 54% están destinados a trabajos de reconstrucción, mejoramiento y rehabilitación. Además, para garantizar el normal tráfico, varias carreteras de la red principal son ampliadas a 4, 6 y 8 carriles, incluidos los accesos a las poblaciones adyacentes (MTO, 2011).

Un pavimento poroso es uno con la porosidad y la permeabilidad suficientemente alta como para influir significativamente en la hidrología, hábitat de enraizamiento, y otros efectos ambientales. Los pavimentos "densos" son aquellos que no son porosos (Ferguson, 2005).

En esta investigación se presenta la magnitud de los pavimentos y los tipos de efectos que se pueden lograr pavimentos porosos para el agua, el aire, los seres vivos, y el bienestar humano, solo o en asociación con otros aspectos del diseño urbano y la construcción.

Las mezclas asfálticas abiertas o drenantes mejoran las condiciones de manejo en climas lluviosos, al permitir que el agua drene a través de su estructura porosa. El drenaje superficial del pavimento reduce el hidroplaneo, reduce el chapoteo y el efecto de aerosol detrás de los vehículos, mejora la fricción del pavimento mojado, mejora la reflectividad de la superficie y reduce el ruido del tráfico (APA, 2016).

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las carreteras pavimentadas en el Ecuador se diseñan con pendiente transversal para drenar el agua hacia la respectiva cuneta, sin embargo durante lluvias intensas o prolongadas, esta pendiente transversal o bombeo no llega a ser suficiente para drenar el agua hacia los lados produciendo una película de agua sobre el pavimento que al filtrarse en este debilita su estructura (MOP, 2003).

Cuando un vehículo circula sobre un pavimento en el estado anteriormente mencionado se produce una separación entre el neumático y el pavimento, fenómeno conocido como hidroplaneo o aquaplaning, de igual forma se hace presente la reflexión de la luz que produce el agua sobre la superficie durante la noche, afectando la visión del conductor (APA, 2016).

La ingeniería de pavimentos y las tecnologías de apoyo deben incorporar los efectos de las temperaturas extremas, el comportamiento de los materiales, la nieve y el hielo, condiciones del suelo variables, las largas distancias, recursos financieros limitados, altos costos, capacidad de soporte variables, y otras condiciones especiales en la fabricación de la planificación, el diseño y las decisiones de construcción, así como su aplicación (Doré & Zubeck, 2009).

Un buen pavimento es aquel poseedor de un buen diseño y proceso constructivo, durable con el paso del tiempo, etc. Sin embargo el juez final de este producto es el usuario quien lo evalúa de acuerdo con la seguridad

que este le brinde, entonces, ¿Cómo se puede mejorar la seguridad en las carreteras? (Kandhal, 2002).

Esto ha llevado a que se realicen innumerables investigaciones en diferentes países proponiendo como una solución, el uso de pavimentos drenantes o porosos, los cuales proporcionan un mejor drenaje del agua a través de la capa de rodadura y no por sobre la misma, significa que debe diseñarse la granulometría que se ajuste a lo requerido por las mezclas drenantes de acuerdo a las características propias de los agregados disponibles en la zona delimitada para este estudio, además este proyecto de titulación espera ser un punto de partida para la implementación de las mezclas porosas en el país que ayudarían a mejorar el drenaje en las ciudades (Ayala & Juárez, 2010).

1.3. JUSTIFICACIÓN

El presente proyecto pretende dar a conocer el método de diseño para las mezclas asfálticas porosas, basado en el método desarrollado por la Universidad de Cataluña conocido como Ensayo Cántabro, la implementación de pavimentos permeables han aportado grandes ventajas en los países donde se construyeron, los beneficios que se han logrado van desde la recarga de acuíferos hasta una mejora en la seguridad vial al reducir los accidentes de tránsito en las zonas lluviosas y de congelamiento en las carreteras (Castro, 2011).

Un gran número de métodos y aplicaciones se han ido perfeccionando desde los años 80 en Norte América, Europa y Australia, individualmente orientado a regímenes propios. Mediante esta investigación se mostrara el estado de arte de las mezclas asfálticas abiertas o drenantes, además, generar un punto de partida para futuras investigaciones, considerando las ventajas y desventajas que este tipo de pavimentos podrían conllevar (Woods-Ballard et al., 2007).

En varios países como Chile, Colombia, Argentina, España y demás, las investigaciones han demostrado que un porcentaje elevado de vacíos (20%-25%) en estas mezclas permiten ayudar en la evacuación del agua de la superficie del pavimento mejorando la visión del conductor en épocas de lluvia, así como su elevada macrotextura favorece la adherencia neumático-pavimento permitiendo de esta manera una conducción más segura (Ayala & Juárez, 2010).

Aunque, Ecuador ha sido en la última década el país con menor tasa de accidentalidad en la región andina, se han venido experimentando niveles crecientes en la época lluviosa. En el 2011, Ecuador llegó a tener aproximadamente 22 muertes por accidentes de tránsito por cada 100 mil habitantes, mientras que la tasa de América Latina fue de 17,8. Entre las causas asociadas a este fenómeno se encuentran el crecimiento del parque automotor, la escasa cultura de seguridad vial de la población, la falta de control por parte de la autoridad, el irrespeto a la ley, la ausencia de señalización y el diseño vial (SEMPLADES, 2016).

Por lo tanto, los pavimentos permeables pueden llegar a ser parte de la solución a los problemas de seguridad vial facilitando el drenaje de la calzada, también evita el efecto de congelamiento lo cual es peligroso para los vehículos. Dondequiera que se construyen carreteras, los pavimentos porosos pueden mejorar el medio ambiente en formas vitales. Las regiones frías cubren gran parte de la zona andina del Ecuador, pero el frío en estas regiones están aumentando en importancia como producción de petróleo y gas, minería, y la red de transporte crecen en importancia (Doré & Zubeck, 2009; Ferguson, 2005).

En este proyecto, se pretende dar a conocer el rendimiento de los pavimentos en bajas temperaturas, además, encontrar la fórmula de diseño para la mezcla drenante con materiales propios, donde las temperaturas bajas hacen que los pavimentos duren poco, finalmente, establecer una comparación de los costos de implementar un pavimento denso frente a uno

drenante o poroso, con esto se espera impulsar la investigación e implementación de este tipo de mezclas, con el fin de contrarrestar los problemas de seguridad, rendimiento y drenaje vial existentes en los pavimentos tradicionales .

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar una mezcla asfáltica porosa para zonas de bajas temperaturas mediante la aplicación de técnicas y normas vigentes utilizando agregados de la cantera San Ramón, debidamente caracterizados para mejorar las condiciones de seguridad vial.

1.4.2. OBJETIVO ESPECIFICO

- Caracterizar el material obtenido mediante la granulometría de diseño para una mezcla drenante estudiando la calidad y propiedades de los agregados conforme a los procedimientos descritos en las normas AASHTO y ASTM.
- Establecer el estado de arte en el diseño de mezclas porosas como alternativa para mejorar la seguridad vial ante climas extremos y el drenaje de aguas lluvias en zonas de alta montaña.
- Realizar el diseño de la mezcla asfáltica porosa haciendo uso de agregados provenientes de la cantera establecida para este estudio.
- Utilizar el método del cántabro para la determinación del valor de la pérdida por desgaste de las mezclas porosas, utilizando la máquina de los ángeles.

- Formular criterios de seguridad vial que ayuden a cumplir con los requerimientos del objetivo 6.6 en el Plan Nacional del Buen Vivir 2013 - 2017.
- Analizar los resultados obtenidos en las mezclas porosas a fin de conocer la fórmula maestra que debe emplearse para cumplir con los requerimientos de las normas y técnicas actuales.
- Realizar el análisis de costos a fin de dar una idea del precio que tendría la elaboración de este tipo de pavimentos en el país.

1.5. MARCO TEÓRICO

1.5.1. Definición de pavimento

El pavimento es un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales, que se diseñan y construyen técnicamente con materiales apropiados y adecuadamente compactados. Estas estructuras estratificadas se apoyan sobre la subrasante de una vía derivada del movimiento de tierras, debe soportar los esfuerzos que generan las repetidas cargas que el tránsito le transmite durante el período para el cual fue diseñado el pavimento (Montejo, 2002).

Según la normativa AASTHO (2006) los pavimentos tienen la característica por ser sistemas multicapa, con las capas de mejor calidad en la superficie donde las cargas son mayores, la capa superior es una mezcla asfáltica. Un pavimento flexible distribuye la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Por debajo de la capa asfáltica de rodadura se coloca una base de piedra triturada, grava bien graduada o materiales estabilizados (con cemento, cal o asfalto). Por debajo la base se coloca una capa de menor calidad denominada subbase.

1.5.2. Sub-rasante

Sub-rasante se denomina al suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento. En la década del 40, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles de la subrasante. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad a las heladas y drenaje (AASTHO, 2006).

1.5.3. Sub-base

Es la capa granular localizada entre la sub-rasante y la base granular en los pavimentos flexibles, y la capa que normalmente debe colocarse inmediatamente debajo de un pavimento rígido (MOP-001-F, 2002). Funciona principalmente como soporte estructural, pero también puede:

- Reducir al mínimo la intrusión de finos de la sub-base en la estructura del pavimento.
- Ayudar en el drenaje.
- Reducir los efectos destructivos de las heladas.

La sub-base está conformada generalmente por materiales de menor calidad que la capa de base, pero mejor que los suelos de subrasante. Dependiendo de varios factores naturales o de diseño una subbase puede o no ser necesaria. Por ejemplo, un pavimento construido sobre un suelo de alta calidad, la sub-base rígida puede no necesitar las características adicionales que ofrece una capa de sub-base por lo que se puede omitir en el diseño. Sin embargo, un pavimento construido sobre un suelo de baja calidad, como una arcilla expansiva que puede requerir la característica de distribución de la carga adicional que una capa de sub-base puede ofrecer (WSDOT, 2008).

1.5.4. Base

Base es la capa formada por material triturado total o parcialmente, estabilizados con material fino procedente de la trituración, o suelos finos seleccionados, o ambos. La capa de base se coloca sobre una sub-base terminada, en casos especiales sobre una subrasante previamente preparada, y de acuerdo con las alineaciones, pendientes y secciones transversales establecidas (MOP-001-F, 2002).

Esta capa es la más importante del pavimento y se deben usar los materiales de más alta calidad y las especificaciones para los mismos son más exigentes que para los materiales de sub-base, en cuanto a los requerimientos de resistencia, plasticidad, granulometría y uniformidad de construcción (Guzmán & Ulloa, 2007).

1.5.5. Capa o superficie de rodadura

La capa de rodadura juega un papel estructural y funcional en el sistema de pavimento. La capa de rodadura es la capa más dura y por lo tanto la capa más eficaz para la distribución de la carga (*a excepción de los BST's, que se consideran generalmente tener un papel estructural despreciable en pavimentos*). Las capas emergentes juegan otro papel estructural. Por el sellado de la superficie del pavimento, que contribuyen a mantener las capas granulares subyacentes relativamente secas. De este modo, ayudan a la maximización de la rigidez de esas capas. En ese sentido, los BST's también contribuirán a la capacidad estructural de un sistema de pavimento.

Las superficies de rodadura también juegan un papel importante funcional en el pavimento para los vehículos que viajan, proporcionando adherencia adecuada y, finalmente, (ya que todo el sistema de pavimento está contribuyendo), una buena calidad de unidad. También mejoran la apariencia general del terraplén de la carretera y apoyan marcas en el pavimento.

1.5.6. Tipos de pavimentos

Básicamente, existe dos tipos de pavimento de superficie dura se clasifican en flexibles y rígidos.

Los pavimentos flexibles son aquellos cuya superficie tiene materiales bituminosos (o asfalto). Estos tipos de pavimentos se llaman "flexible", ya que la estructura total del pavimento "se dobla" o "desvía", debido a las cargas de tráfico. La estructura del pavimento flexible está formada generalmente de varias capas de agregados alojan la flexión. Por otro lado, los pavimentos rígidos se componen de una capa de rodadura de cemento portland apoyada sobre la subbase granular. Tales pavimentos son sustancialmente "rígidos" respecto a los pavimentos flexibles debido al alto módulo de elasticidad del material del hormigón. Además, estos pavimentos pueden tener de refuerzo de acero, que generalmente se utiliza para reducir o eliminar las juntas (WSDOT, 2008; Zuñiga, 2015).

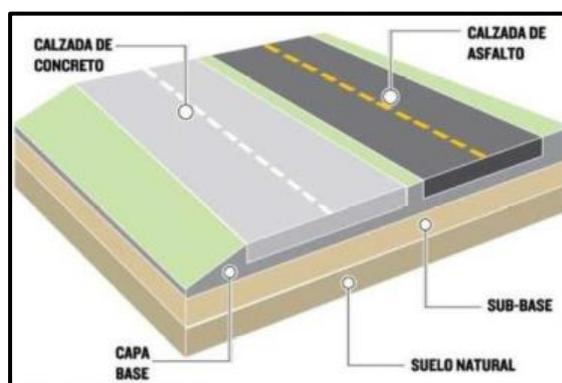


Figura 1. Estructura de las carreteras.

Fuente.- Zuñiga (2015)

Cada uno de estos pavimentos distribuye la carga sobre el subsuelo de una manera diferente. El pavimento rígido, debido al alto módulo elástico del hormigón (rigidez), tiende a distribuir la carga sobre un área relativamente amplia de la sub-base. El propio bloque de hormigón suministra la mayor parte de la capacidad estructural de un pavimento rígido. El pavimento flexible tiene una capa de rodadura más dúctil y las cargas se distribuyen

sobre un área más pequeña. Se basa en una combinación de capas para la transmisión de carga a la sub-base (WSDOT, 2008).



Figura 2. Distribución típica de la carga bajo un pavimento rígido y flexible.

Fuente: Russel (2011)

1.5.6.1. Pavimentos rígidos

Se llaman así porque la estructura del pavimento refleja muy poca carga hacia abajo debido al alto módulo de elasticidad de su capa de superficie. Una rígida estructura del pavimento se compone típicamente de una capa de rodadura de hormigón construida en la parte superior de cualquiera de la sub-base o una capa de base subyacente. Debido a su rigidez relativa, la estructura de pavimento distribuye las cargas sobre un área más amplia con sólo una, o como máximo dos, capas estructurales (WSDOT, 2008).

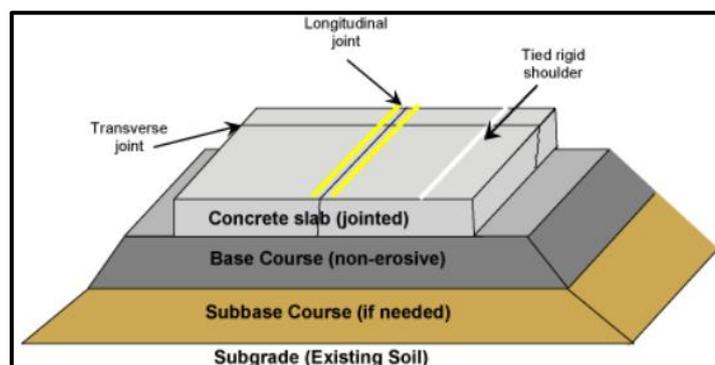


Figura 3. Sección típica de pavimento rígido.

Fuente: (Russel, 2011)

1.5.6.2. Pavimentos flexibles

Una estructura de pavimento flexible se compone típicamente de varias capas de material con materiales de mejor calidad en la parte superior, donde la intensidad del estrés de las cargas de tráfico es alta y de baja calidad en la parte inferior, donde la intensidad de tensión es menor. Los pavimentos flexibles se pueden analizar como un sistema multicapa bajo carga (Russel, 2011).

La estructura típica de pavimento flexible está formada por la capa de rodadura y las capas subyacentes de base y sub-base. Cada una contribuye a un soporte estructural y el drenaje.

Cuando una capa de sellado se utiliza como la capa de rodadura, la base generalmente es la capa que más contribuye a la rigidez estructural. Un típico resultados de diseño estructural en una serie de capas que disminuyen gradualmente en la calidad del material con la profundidad. La Figura 4 se muestra una sección típica de un pavimento flexible (Russel, 2011).

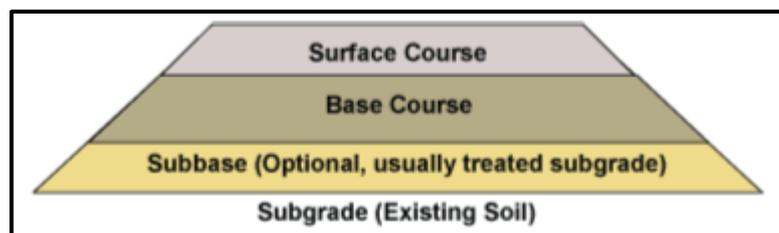


Figura 4. Sección típica de un pavimento flexible.

Fuente: Russel (2011)

Tipos de pavimentos flexibles

Hay muchos tipos diferentes de pavimentos flexibles, se describen tres de los tipos más comunes de mezclas de asfalto caliente. Los tipos de mezcla de asfalto caliente se diferencian entre sí principalmente en el tamaño máximo de agregado, graduación del agregado y el contenido / tipo de aglutinante de asfalto. Esta investigación se centra en las mezclas asfálticas abiertas, porosas o drenantes ya que en Ecuador no existe un

conocimiento adecuado de esta técnica. En esta sección se ofrece una breve exposición a:

- **Mezcla de asfalto caliente densa.** Es del tipo más común que se utiliza por ser más versátil y de técnica bien conocida.
- **Asfalto con matriz de piedra** (*Stone matrix asphalt SMA*). SMA, aunque relativamente nuevo en los EE.UU., se ha utilizado en Europa como una capa de rodadura durante años para soportar las cargas de tráfico pesado y resistir el desgaste de los neumáticos con clavos.
- **Mezcla de gradación abierta** (*Open-graded HMA*). Esto incluye tanto la capa de fricción de gradación abierta (*Open-Graded Friction Course, OGFC*) y asfalto tratado con materiales permeables (*Asphalt Treated Permeable Materials, ATPM*). Las mezclas de gradación abierta se utilizan típicamente como capa de rodadura (OGFC) o capas de drenaje subyacentes (ATPM) a causa de las ventajas especiales ofrecidas por su porosidad (WSDOT, 2008).

CAPITULO 2:

PAVIMENTOS EN REGIONES FRIAS, MEZCLAS ASFÁLTICAS DRENANTES Y AGREGADOS

2.1. PAVIMENTO EN REGIONES FRÍAS

Los pavimentos en regiones frías son estructuras de pavimento expuestas a ser afectados por las heladas, el hielo y la nieve durante largos períodos de tiempo. Están ubicados en las zonas heladas estacional o perenne, a menudo conectando las poblaciones dispersas repartidas a lo largo de cientos de kilómetros. El trazado de la carretera puede cruzar regiones con suelos indeseables que son débiles en todo momento, débil durante la ruptura del cambio de estación o sufren de movimiento vertical debido a las heladas, provocando superficies irregulares de conducción. Los materiales ideales para las capas estructurales del pavimento pueden no estar disponibles, por lo que requiere que los materiales se transporten desde muy lejos, se pueden modificar los materiales locales, o las expectativas de rendimiento se reducen.



Figura 5. Tramo Jambelí – Latacunga, Km 34+840.

Se puede decir que un pavimento pertenece a la categoría de “pavimento en zona de altura” cuando se encuentra ubicado por encima de los 3,500 msnm. Sin embargo, esta es una referencia altimétrica que de ninguna manera pretende ser limitativa, ya que el problema de un pavimento

asociado a la altura está relacionado con una serie de factores hidrometeorológicos que pueden darse a alturas menores o, caso contrario, pueden no darse a alturas mayores (del Águila Rodríguez, 2000).

2.1.1. Mezclas asfálticas en caliente

En la investigación de Guzmán y Ulloa (2007) se divide a las mezclas asfálticas calientes o HMA (por sus siglas en inglés *Hot Mix Asphalt*) en dos tipos, las mezclas densas o impermeables y las mezclas porosas, permeables, abiertas o drenantes.

En general, la capa impermeable es la más usada actualmente es sobre la cual circularán los vehículos, es la capa de rodadura; por estar en contacto directo con el medio debe ser la capa más resistente, mejor acabada y en constante mantenimiento. La capa de rodadura tiene por objeto proteger los neumáticos del vehículo que transita, proporcionando a la superficie regularidad, y rugosidad adecuada, ni muy lisa ni muy áspera.

Las capas de rodadura abiertas, permeables o drenantes constituyen un particular pavimento que inicialmente fue creado para mejorar la circulación con lluvia y evitar el problema de aquaplaning o hidropneumático. El diseño de esta mezcla varía en comparación a las mezclas impermeables, el índice de vacíos es mayor que en una mezcla común, con esto se consigue reducir la presencia de agua y mejorar la adherencia neumático-pavimento.

2.1.2. Mezclas en frío

La mezcla fría se diferencia de las mezclas asfálticas calientes por la temperatura de mezcla. Las mezclas en frío se mezclan a la temperatura ambiente o ligeramente calentadas. Menores temperaturas de mezclado son posibles gracias a la modificación del cemento asfáltico por cualquiera agente emulsificador, la adición de componentes como aceites más ligeros, o mediante el uso de aceites de carretera o cementos de asfalto extremadamente suaves. El espesor de capa es típicamente 50 mm. El

diseño de la mezcla se basa en técnicas similares a las utilizadas en el diseño de mezcla caliente (Doré & Zubeck, 2009).

2.1.3. Tratamientos superficiales

Mientras que los *chips seals* y revestimientos se utilizan ampliamente como tratamientos superficiales en los climas cálidos, el tratamiento superficial bituminoso (*BST por sus siglas en inglés*) se utiliza ampliamente como una capa de rodadura carretera bajo costo. El tratamiento superficial bituminoso consiste en una fina capa de aglutinante de asfalto, por lo general emulsión de asfalto de alta flotación, cubierto con agregado bien graduado. En comparación, los agregados de tamaño solo se utilizan para cubrir la emulsión en una aplicación de chip seal.

Las ventajas del tratamiento superficial frente a carreteras lastradas son el control del polvo, mejora el drenaje, la mejora de la superficie de conducción y un mantenimiento reducido (Doré & Zubeck, 2009).

2.1.4. Superficie de grava

Una superficie de grava es uno de los tipos de pavimento más comunes en regiones frías (Figura 6). Mientras que tiene el costo de inversión más bajo para construir, los costes de mantenimiento son a menudo mayores que la de las carreteras pavimentadas. Carreteras de grava necesitan nivelación periódica y mitigación de polvo. Una superficie de grava puede ser tratado con paliativos de control de polvo (tales como cloruro de calcio), emulsiones de asfalto o mezclas exclusivas.



Figura 6. Carretera con superficie de grava, Parque Nacional Cotopaxi.

2.1.5. Bases estabilizadas

La capa de base puede estar ligadas o no, dependiendo de las condiciones naturales o de diseño. El asfalto como producto de estabilización es el método más común de ligante en las regiones frías debido a su flexibilidad. Los productos utilizados son de cemento asfáltico, emulsión de asfalto o emulsión de asfalto de alta flotación. El contenido de asfalto es típicamente más bajo para la capa de base que para la capa superficial.

2.2. RENDIMIENTO DEL PAVIMENTO EN REGIONES FRÍAS

Los movimientos de tierra, las tensiones térmicas y la carga de tráfico, incluyendo el uso de neumáticos con clavos, causan baches en el pavimento y se agrietan con mayor severidad en las regiones frías que en las regiones cálidas. La financiación del pavimento en zonas de población dispersa puede no cubrir los costos de capital y operativos necesarios para un rendimiento ideal pavimento. Por estas razones, los pavimentos de las regiones frías son considerados desde una perspectiva diferente de pavimentos en las regiones más cálidas, donde el volumen de tráfico a menudo dicta el diseño (Doré & Zubeck, 2009).

Los pavimentos se construyen para proporcionar un viaje seguro y cómodo para los usuarios de la carretera. El cumplimiento de esta función es vital, conocido como el papel funcional del pavimento, implica que la

superficie debe ser lisa y resistente al deslizamiento. La capacidad de un pavimento para jugar su papel funcional se denomina a menudo como el servicio.

Las imperfecciones en la superficie de un pavimento disminuyen la suavidad que debe tener. Estas imperfecciones pueden ser causadas por movimientos diferenciales, deterioro de la calzada y el disgregamiento de la superficie del pavimento. La pérdida de resistencia al deslizamiento es generalmente el resultado del desgaste de la textura de la superficie o de la presencia de distorsiones, que puede afectar la dinámica del vehículo y causar la acumulación de agua en la superficie del pavimento (Doré & Zubeck, 2009).

A continuación se describen las principales causas de que un pavimento se deteriore una vez puesto en servicio.

2.2.1. Agrietamiento térmico

El agrietamiento térmico de los pavimentos se presenta como grietas bastante rectas perpendiculares a la dirección de la carretera (Figura 7). En algunos casos el agrietamiento progresa con el tiempo a medida que la separación de las fisuras se hace más pequeña que el ancho de la carretera.



Figura 7. Grietas transversales en un pavimento.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

Las grietas entonces comienzan a formarse paralelo a la dirección de los bloques de carretera y forma con las grietas transversales, como se muestra en la Figura 8. El agrietamiento a baja temperatura se inicia generalmente en la capa asfáltica, pero también se puede iniciar en las capas de pavimento congelados subyacentes o sub-base que poseen resistencia a la tracción debido al efecto de unión de hielo de los poros.



Figura 8. Grietas por gradiente térmico.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

Las zonas de altura en el país no están sujetas a las condiciones extremas de los polos, donde los pavimentos se congelan por un largo periodo de tiempo, el fisuramiento que se produce en este tipo de pavimento se debe a que alcanza la tensión de ruptura bajas temperaturas. En el país las zonas de altura sufren de congelamiento por cortos periodos de tiempo, lo que no produce un congelamiento extremo del pavimento, más bien se produce un gradiente térmico por las condiciones de hielo y deshielo en la zona. Estos cambios térmicos producen variación en la masa volumétrica del asfalto y lo somete a esfuerzos de tracción y compresión repetitivos, lo que lleva a la falla térmica del pavimento (del Águila Rodríguez, 2004).

2.2.2. Agrietamiento por fatiga

El agrietamiento por fatiga es a menudo llamado piel de cocodrilo debido a que la figuración estrechamente espaciada es similar al patrón de la piel de un cocodrilo (Figura 9). Es un fenómeno de fractura causada por una

aplicación repetida de esfuerzos de tracción que son menores que la resistencia del material. También se lo puede describir como un proceso de fatiga, defectos microscópicos en un material crecen en tamaño bajo cargas repetidas, que se va agudizando a medida que se concentra hasta generar defectos o grietas visibles en la capa de rodadura. Las grietas visibles luego se propagan a través del pavimento.

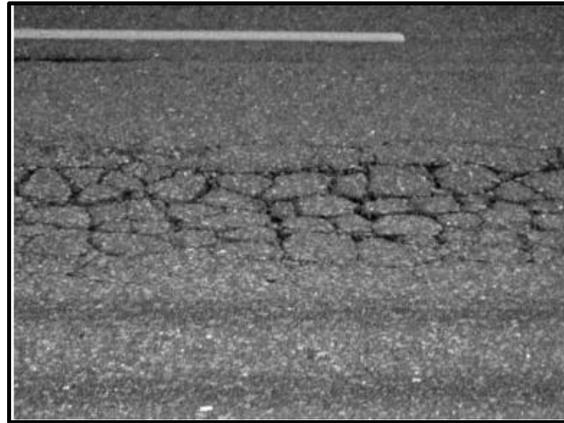


Figura 9. Agrietamiento por fatiga en pavimentos

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

El agrietamiento por fatiga se agrava por el inadecuado drenaje del pavimento. Las capas de mezcla asfáltica experimentan altas deformaciones por lo que las capas subyacentes se ven debilitadas por el exceso de humedad y, por consiguiente fallan prematuramente en fatiga (Roberts, Kandhal, Brown, Lee, & Kennedy, 1996).

En pavimentos delgados, los agrietamientos de la losa inician en la parte inferior de las capas de la vía y se propaga hacia arriba. En pavimentos de espesor, la flexión de las capas del pavimento se reduce eventualmente hasta el nivel en que el inicio de la grieta es restringido y el agrietamiento por fatiga no se produce de abajo hacia arriba (Doré & Zubeck, 2009).

El agrietamiento por fatiga es uno de las formas más comunes como se deteriora un pavimento y se debe tomar en cuenta en el proceso de diseño del mismo.

2.2.3. Grieta por deterioro

Una vez que el agrietamiento esta iniciado ya sea por contracción térmica o por acción del tráfico, el deterioro del pavimento se vuelve acelerado. La rigidez se reduce en las capas cercanas a la grieta y combinadas con un debilitado material de base, a causa de la infiltración del agua, intensifica el daño en el pavimento causado por el tránsito de vehículos.

- Proceso de deterioro
- Un pavimento sin fallas es muy efectivo en la distribución de cargas a las capas subyacentes.
 - Una vez que la grieta aparece en la capa de rodadura, la distribución del esfuerzo es fuertemente afectada por la ineficiente transferencia de carga entre las dos caras de la grieta.
 - En presencia de una carga cerca de la falla y la completa ausencia de fricción entre las dos caras de la grieta, la eficiencia de la distribución de la carga se reduce por un factor de dos.
 - Formación de grietas secundarias y acumulación de deformaciones diferenciales permanentes, el deterioro contribuye al incremento de la aspereza del pavimento y reduce su capacidad estructural.

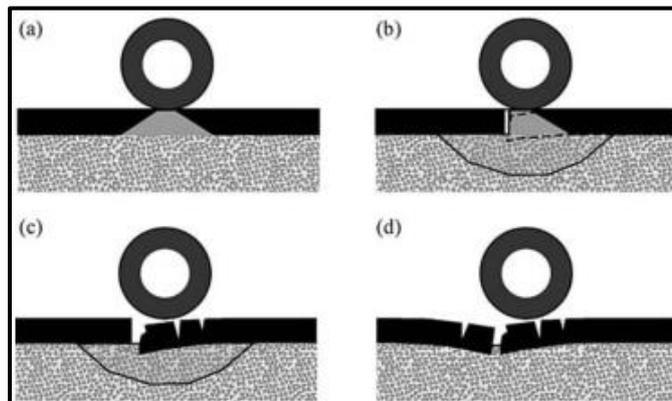


Figura 10. Gráficas proceso de deterioro en un pavimento.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

2.2.4. Ahuellamiento

El ahuellamiento se manifiesta como depresiones en los lugares donde pasa la rueda como resultado de la carga de tráfico.

A excepción de las intersecciones, no aumenta la rugosidad longitudinal de la carretera de manera significativa, pero aun así puede llegar a ser un peligro para la seguridad vial, tema que se abordado más adelante en esta investigación, debido a su efecto sobre la capacidad de maniobra lateral de los vehículos y el aumento del riesgo de hidroneo por el agua estancada en los surcos. Estos surcos disminuyen la capacidad estructural del pavimento debido a la disminución de espesor de la capa de rodadura y la modificación de sus propiedades. Cuando la profundidad de la huella excede de un nivel donde la capacidad de servicio de la carretera empieza a disminuir, el camino necesita de rehabilitación (Doré & Zubeck, 2009).

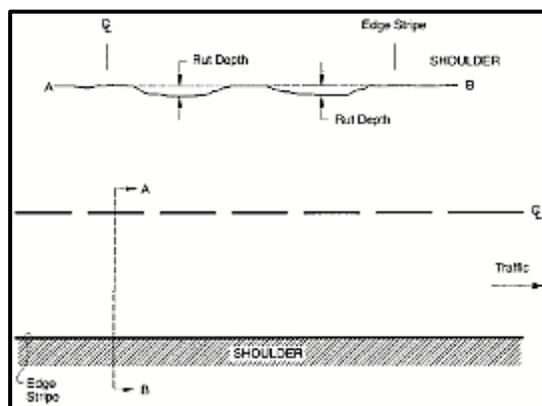


Figura 11. Corte transversal de un ahuellamiento.

Fuente.- (Miller & Bellinger, 2003)

El ahuellamiento en las regiones frías tiene diferentes causas, puede estar limitado solamente a la capa de asfalto, donde es causado ya sea por la permanente deformación o por el desgaste cuando pasan las llantas. En algunos casos también es causado por la deformación de las capas estructurales inferiores, incluso por la subrasante.

2.2.5. Envejecimiento del pavimento

Anteriormente se explicó que el pavimento se deteriora con el tiempo debido al tráfico y carga ambiental. El deterioro de este material se puede acelerar por el envejecimiento del asfalto, esto debido principalmente a la pérdida de volátiles durante la mezcla caliente de la planta y la oxidación

en el campo, además de otros fenómenos de envejecimiento. El envejecimiento endurece el pavimento y hace que sea más quebradizo. Entonces el envejecimiento mejora la resistencia a la formación de surcos como efecto de la deformación plástica. Sin embargo, los efectos negativos como la tendencia a la formación de grietas, daños por humedad y la formación de baches son mayores que el efecto positivo de la mejora ante la deformación plástica.

Las principales causas para que se produzca envejecimiento en un pavimento son cuatro, que explican en la Figura 12:

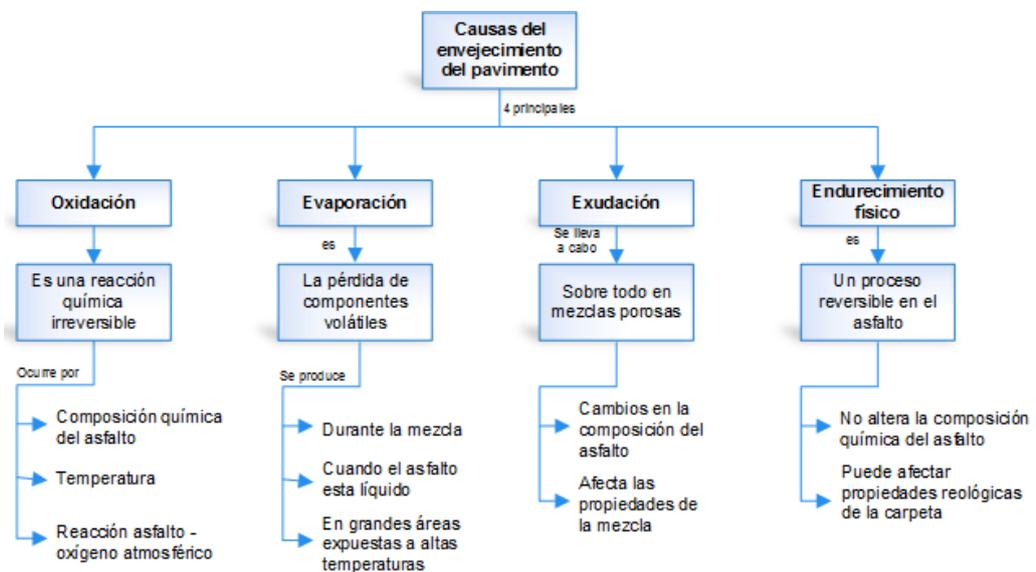


Figura 12. Causas del envejecimiento del pavimento.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

Existen algunas recomendaciones que se pueden tomar para minimizar los efectos en el rendimiento del pavimento, empezando por la elección del asfalto y los agregados. El rendimiento del asfalto debe enmarcarse en las normas y especificaciones que marcan regulaciones para evitar el envejecimiento. Ahora, como es el caso de esta investigación, se deberá realizar pruebas de envejecimiento en la mezcla (Capítulo 3). En las regiones frías, las largas distancias de transporte combinados con bajas temperaturas de aire tienden a elevar la temperatura de la mezcla más de lo

recomendado a causa de las condiciones reológicas de la planta (Doré & Zubeck, 2009).

Las consideraciones aportadas anteriormente son perjudiciales para la mezcla asfáltica, por lo que se deberían evitar. Por otro lado, los camiones de transporte del material asfáltico deben ser previamente calentados para mantener la temperatura de compactación el mayor tiempo posible.

2.2.6. Desintegración del pavimento

La desintegración (Figura 13) se produce cuando los agregados que componen la capa de rodadura se desprenden a causa de la pérdida del material ligante y del material de relleno. Este tipo de daño implica que, el ligante asfáltico se ha endurecido de forma apreciable, o que el agregado que se usó en la mezcla tiene muy poca afinidad con el asfalto, también suele afectar a mezclas con muy poca cantidad de asfalto y mezclas que fueron sobrecalentadas durante su producción en planta. Este tipo de falla puede ser causado por ciertos tipos de tránsitos, por ejemplo, vehículos de orugas (Corredor & Corros, 2010).



Figura 13. Desprendimiento de material en la capa de rodadura.

Fuente.- (WSDOT, 2008)

Existen varias causas para que se este tipo de falla, entre las más importantes resaltan:

- Aplicación irregular del ligante en tratamientos superficiales.
- Mala adherencia entre asfalto y agregado.

- Agregados contaminados con finos o muy absorbentes utilizados en el pavimento.
- Lluvia durante la aplicación o el fraguado del ligante asfáltico.
- Significativo endurecimiento del asfalto.
- Baja compactación de la carpeta asfáltica.
- Contaminación de la capa de rodadura con aceite, gasolina y otros.

2.2.7. Baches

Los baches son cavidades circulares o alargadas que resultan de la desintegración de la superficie del pavimento, Figura 14. Los baches son una manifestación extrema de las afecciones en un pavimento tales como grietas, desmoronamiento o deterioro de las juntas del pavimento. Pueden ser el resultado de un importante fallo de construcción o material defectuoso o pueden ser una indicación de que un pavimento, que ha superado su vida útil (Doré & Zubeck, 2009).



Figura 14. Pavimento con baches en la calzada.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

También se los conoce como huecos en la calzada, esta afectación se agrava cuando, por efecto del desprendimiento de material, el agua se acumula en los baches y le quita capacidad estructural al pavimento.

Todas las afectaciones anteriormente tratadas son antecesoras a la formación de un bache, adicionando otros factores como una grieta en la

superficie del pavimento, agua y la acción de tráfico, que se puede resumir de mejor manera en la Figura 15.

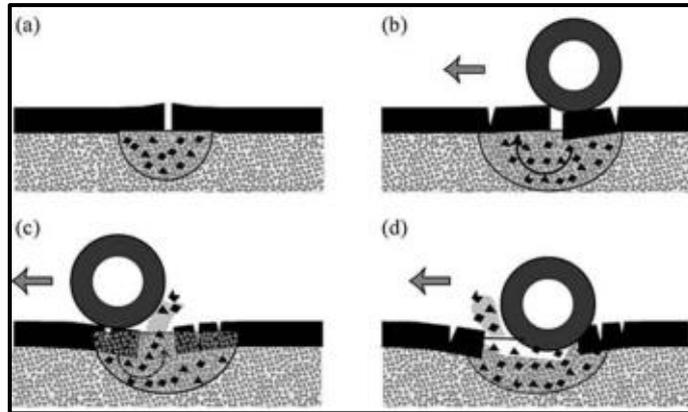


Figura 15. a) Zona saturada sensible de pavimento; b) Una rueda en movimiento induce presiones hidrostáticas que deforman la superficie; c) La presión generada es suficiente para remover piezas de pavimento; d) Cuando se forma una cavidad las ruedas presionan el agua hacia abajo, lo que provoca una erosión activa en el material del pavimento.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

2.2.8. Heladas

Durante los meses de vientos fríos, las bajas temperaturas penetran el material del pavimento incluso el suelo de subrasante. La helada hace que el agua intersticial se expanda y también puede causar segregación por la escarcha que se forma entre los materiales granulares no consolidados. No obstante el hecho de que el último fenómeno generalmente se considera insignificante en los materiales granulares de pavimento, hace que los materiales no alcancen la consistencia esperada.

Cuando la escarcha helada alcanza los suelos de subrasante susceptibles, el agua es succionada hacia la zona congelada donde se forman las partículas de hielo. El empuje en la superficie del pavimento como consecuencia de estos fenómenos puede alcanzar e incluso superar los 150 mm para las condiciones climáticas que prevalecen en las regiones frías. Si las heladas fueran uniformes, no sería perjudicial para pavimentos.

Sin embargo, la acción de las heladas es generalmente desigual debido a la variabilidad de las características del suelo de sub-rasante y debido a la geometría de terraplén. Por lo tanto, el diferencial de las heladas es un factor que afecta a la rugosidad invernal de las carreteras construidas en ambientes fríos (Doré & Zubeck, 2009).

2.2.8.1. Diferencial de heladas

El problema con las heladas resulta principalmente debido a que este fenómeno no suele ser uniforme a lo largo de la carretera. Como efecto de este problema el pavimento se distorsiona durante el invierno causando incremento de la rugosidad y grietas de la superficie. Las diferenciales de heladas pueden ser atribuidas a cuatro causas principales.

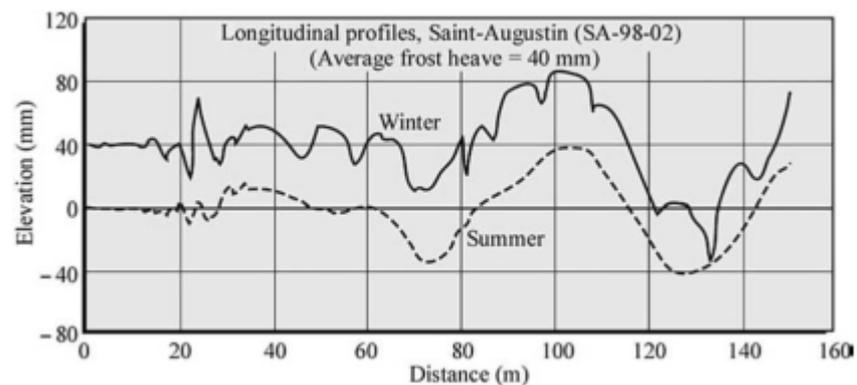


Figura 16. Perfil longitudinal de la calzada pavimento medido en invierno y verano.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

Las mediciones fueron realizadas por el Departamento de Transporte de Washington, DC. Como muestra la Figura 16 los perfiles longitudinales de la calzada varían a lo largo de los 154 m de medición, esto se debe a que las características del suelo cambian constantemente y se ven afectadas en mayor proporción durante el periodo de invierno.

2.3. AGREGADOS PÉTREOS PARA MEZCLAS ABIERTAS

2.3.1. Concepto

"Agregado" es un término general para los materiales minerales tales como arena, grava y piedra triturada que se utilizan con un material de unión, por ejemplo, agua, betún, cemento portland, cal, etc., para formar materiales compuestos (Como las mezclas asfálticas y el hormigón de cemento portland). Por volumen, el agregado representa en general entre 92 y 96 por ciento de la mezcla asfáltica caliente y alrededor del 70 a 80 por ciento de hormigón de cemento portland. El agregado también se utiliza para las capas de base y sub-base, en pavimentos flexibles y rígidos (WSDOT, 2008).

El material de agregado debe ser durable bajo las condiciones a las cuales estarán expuestos en servicio. La mejor fuente de información acerca de la sustentabilidad del agregado, para una aplicación en particular, es la cuidadosa observación y documentación de los materiales en las condiciones a las que será expuesto. En ausencia de experiencia local en el uso de los agregados, se debe recurrir a pruebas de laboratorio que proveerán información para predecir su comportamiento y se debe comparar con especificaciones existentes. La American Society for Testing and Materials (ASTM), mantiene definiciones y estándares para que el material de agregado sea evaluado mediante pruebas. Es muy importante para el diseño adecuado contar con normativas locales que permitan evaluar el material apropiadamente (Ferguson, 2005).

2.3.2. Fuentes de agregados

Los agregados naturales provienen de la roca, de los cuales hay tres amplias clasificaciones geológicas (WSDOT, 2008):

- *Rocas ígneas.* Estas rocas se forman principalmente por actividad volcánica, cuando el magma (roca fundida) se enfría este se

cristalizan y se forman el material de rocoso debajo de la corteza terrestre (magma).

- *Rocas sedimentarias.* Estas rocas se forman a partir de material insoluble depositado (por ejemplo, los restos de roca existente depositados en el fondo de un océano o lago). Este material se transforma en roca por la presión y el calor. Las rocas sedimentarias se colocan en capas en apariencia y más clasificados de acuerdo con su mineral predominante como caliza (piedra caliza, yeso, etc.), silíceas (sílex, piedra arenisca, etc.) o arcillosas (pizarra, etc.).
- *Rocas metamórficas.* Estos son rocas ígneas o sedimentarias que se han sometido a calor y / o presión suficientemente grande como para cambiar su estructura mineral de manera que sea diferente de la roca original.



Figura 17. Mina de agregados pétreos

Fuente.- (WSDOT, 2008)

Los agregados son producidos en una cantera o mina (Figura 17), la función básica de estas instalaciones es convertir in situ la roca en agregado con características específicas. Por lo general, la roca extrae de las paredes de cantera y luego se la reduce utilizando una serie de pantallas y trituradoras como la mostrada en la Figura 18. Algunas canteras también son capaces de lavar el agregado acabado. En esta sección se muestra el flujo básico de proceso a través de una galería de imágenes de una cantera típica (WSDOT, 2008).



Figura 18. Trituradora de agregados pétreos.

2.3.3. Obtención de los agregados pétreos

Para el desarrollo de esta investigación, se consideró una fuente de material que esté sujeta a las condiciones climáticas frías, razón por la cual los agregados son provenientes de la Mina “San Ramón”, que se encuentra ubicada en la provincia de Cotopaxi, de esta mina se muestreo los agregados necesarios para el diseño de la mezcla drenante como ripio (Agregado $\frac{3}{4}$ " y $\frac{3}{8}$ ") y arena.

Los agregados tomados de la mina fueron ensayados en el Laboratorio de Suelos y Pavimentos de la Universidad de las Fuerzas Armadas, a fin de ser caracterizados según los requerimientos antes mencionados, y determinar si son o no aptos para lograr el objetivo de tener una mezcla drenante de buena calidad y que cumpla con los requerimientos de diseño.



Figura 19. Mina en el sector de San Ramón.

Fuente.- (Cotopaxinoticias, 2015)

A continuación se presenta una descripción detallada de la Mina San Ramón como su ubicación, producción de agregados, estratigrafía y datos relevantes para conocer la fuente de los materiales.

2.3.3.1. Mina San Ramón

Ubicación

La mina San Ramón es parte de la Cordillera de los andes y la región interandina, en la provincia de Cotopaxi, Cantón Latacunga, Parroquia Mulaló, a 1 Km. vía la iglesia del barrio San Ramón.

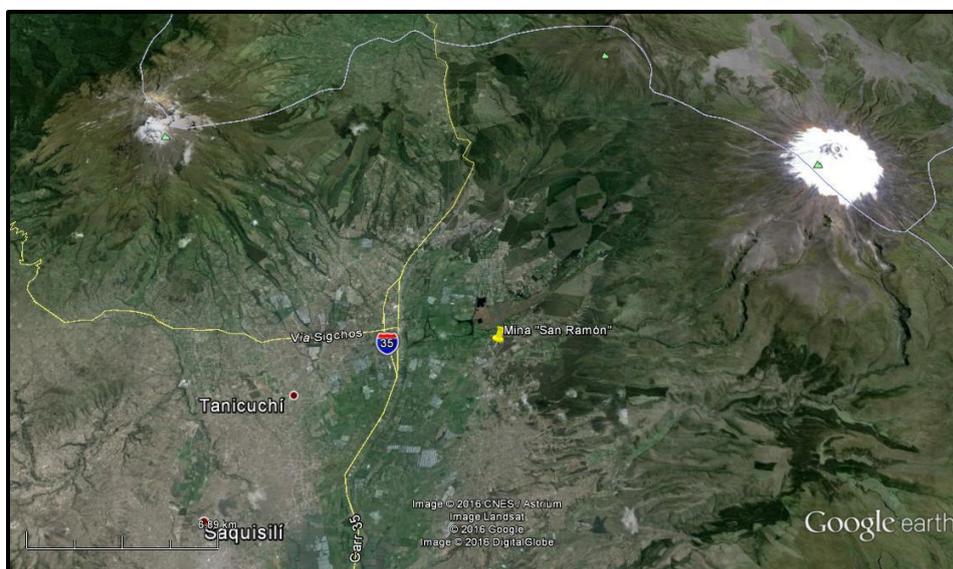


Figura 20. Ubicación Mina San Ramón.

Fuente.- Google Earth.

Los materiales de construcción que se extraen de esta mina, también conocida como “RUMIPAMBA – BALSAPAMBA 3”, están bajo el control del Ministerio de Recursos Naturales no Renovables, través de la Subsecretaria Regional de Minas Centro Zona 3.

Los límites establecidos para la zona de explotación están determinados para las coordenadas UTM (PSAD56), en la zona geográfica 17, son las siguientes:

Tabla 1.

Coordenadas UTM de los límites de la Mina San Ramón.

Vértice	UTM Este	UTM Oeste
PP.	770,300	9,915,800
1	770,100	9,915,800
2	770,100	9,916,000
3	770,300	9,916,000

En el sector la principal característica es el clima con temperaturas alrededor de los 7° C a -14° C, especialmente en las madrugadas. La altura promedio

Una característica común del barrio San Ramón es la presencia de temperaturas muy frías. La temperatura media a 3100 m, que es la elevación a la que se encuentra la mina, está alrededor de 4° C 12 ° C, aunque en las madrugadas se han reportado temperatura de -6°C.

Geología y estratigrafía

La geología del lugar donde se extrajo el material está limitada por vertientes interandinas volcánicas, en la parte baja está constituido por la misma secuencia de formas volcano-sedimentarias: llanuras de esparcimiento de los lahares del Cotopaxi al Norte. Existen algunas canteras en sus alrededores, producto de los sedimentos de las erupciones del Volcán Cotopaxi, las mismas que distribuyen el material pétreo dentro y fuera de la ciudad, para la elaboración de Cualquier tipo de Obras Civiles (Yancha, 2013).



Figura 21. Agregado que se extrae de la mina.

En cuanto a la estratigrafía de la zona, está conformada por cangagua, lavas andesíticas, piroclásticas, pómez, rocas volcánicas y rocas sedimentarias, vestigios de las erupciones históricas del Volcán Cotopaxi (Yancha, 2013).

Resumen de la fuente de material

Tabla 2.

Resumen de la fuente de material.

DATOS GENERALES	MINA SAN RAMÓN, RUMIPAMBA – BALSAPAMBA
CANTÓN	Latacunga
PROVINCIA	Cotopaxi
DESCRIPCIÓN	Área concesionada para minería de 4 hectáreas, a una elevación de 3100 msnm. Explotación a cielo abierto.
TIPO	Macizo rocos, sedimentario
VOLUMEN APROVECHABLE ESTIMADO	200 a 500 m ³ diarios
% DE PRODUCCIÓN	60% ripio, 40% arena
CAPACIDAD DE VENTA O CONSUMO	45 a 50 m ³
TIPO DE MATERIAL	Arena, ripio, polvo de piedra y piedra bola.
USO PREVISTOS	Hormigones, pavimentos, obras civiles en general.
PERIODO DE EXPLOTACIÓN	10 años
MÉTODO DE EXTRACCIÓN	Minado y cargado del material con excavadoras.
PROPIETARIO	María Elizabeth Gutiérrez Gutiérrez
CODIGO	290683

Algunos datos importantes para la identificación de la Mina San Ramón fueron extraídos de la investigación realizada por Yancha (2013).

2.3.4. Especificaciones técnicas para agregados en mezclas drenantes

Para que un agregado pétreo sea calificado como adecuado para ser usado en un pavimento deberá necesariamente cumplir con las

especificaciones mencionadas en la Tabla 3, de no ser así se recomienda buscar otra fuente para extraer el material y ensayarlo nuevamente.

Tabla 3.
Especificaciones para agregados pétreos.

ENSAYO	ESPECIFICACIÓN	NORMA
Ensayo de Abrasión (Máquina de los Ángeles)	40%	INEN 861 / ASTM C 131
Materiales deletéreos	< 1%	INEN 698 / ASTM C 142
Equivalente de arena	> 40%	ASTM D 2419
Peso específico	--	INEN 856 - 857 / ASTM C 127 – 128
Granulometría	--	INEN 872

Fuente: (MOP-001-F, 2002)

2.3.5. Agregado para mezclas asfálticas

En el diseño de mezclas asfálticas, tanto densas como drenantes, es necesario conocer los conceptos individuales de cada agregado que será utilizado, de la normativa MOP-001-F (2002) Sección 811 se puede extraer las definiciones específicas:

- 1) *Agregado grueso*: Agregado cuyas partículas son retenidas por el tamiz INEN 4.75 mm. (Nº 4).
- 2) *Agregado fino*: Porción de material que pasa el tamiz INEN 4.75 mm. (Nº 4) y es retenida en el tamiz INEN 75 micrones (Nº 200).
- 3) *Relleno mineral*: Porción de material que pasa el tamiz INEN 75 micrones (Nº 200).

2.4. MATERIAL BITUMINOSO

2.4.1. Asfalto

En un pavimento, el asfalto tiene una proporción mínima pero sus propiedades influyen significativamente en su rendimiento. En la mayoría de casos, las propiedades de las mezclas con granulometría cerrada dependen

del colocación o unión de los áridos; por otro lado, las preparadas con altos contenidos de mortero asfáltico dependen más de la rigidez de la proporción de ligante, polvo mineral y arena (Guzmán & Ulloa, 2007).

2.4.1.1. Concepto

El asfalto es un material cementante de color negro, el cual varía su consistencia ampliamente, entre sólido y semisólido (sólido blando), en temperaturas normales. Se vuelve blando e incluso líquido cuando se calienta lo suficiente, en este estado permite cubrir las partículas de agregado para la producción de mezcla asfálticas en caliente.

Los asfaltos son el resultado directo de la destilación del petróleo crudo, ya sea ésta realizada natural o industrialmente. El asfalto natural se forma cuando el crudo sube a la superficie terrestre a través de grietas. La acción del sol y del viento separa los aceites ligeros y los gases, dejando un residuo negro y plástico, que es el asfalto natural (Montejo, 2002).

2.4.1.2. Clasificación del asfalto

En el libro de Doré and Zubeck (2009) nos indica como la selección del tipo de cemento asfáltico y el grado es una parte esencial del proceso de diseño de la mezcla como la visco-elasticidad de la mezcla se presenta principalmente por el aglutinante. Mezclas más rígidas con aglutinante rígido tienden a tener modos de fallo quebradizas, mientras que las mezclas más suaves tienden a fallar de una manera más dúctil. Para las mezclas asfálticas en caliente, el tipo de aglutinante seleccionado es o cemento asfáltico puro o convencional, o cemento asfáltico modificado.

La calidad de cemento asfáltico se refiere a su clasificación especificada, ya sea por su consistencia a una temperatura determinada (penetración o viscosidad) o el comportamiento a través de una gama de temperaturas (sistemas de clasificación basados en el rendimiento). Los principales

factores que afectan a la selección cemento asfáltico son las temperaturas de pavimento previstos y la carga de tráfico (Doré & Zubeck, 2009).

En las regiones frías, el cemento asfáltico utilizado debe ser el más suave posible, que pueda soportar las cargas de tráfico sin correr el riesgo de deformarse permanentemente.

2.4.1.3. Clasificación del asfalto por su viscosidad

En el sistema de clasificación de la viscosidad (Tabla 4), los cementos de asfalto que tienen viscosidad similar a 60 ° C tienen el mismo grado. Cuanto mayor sea el grado de viscosidad, más difícil el cemento asfáltico.

Tabla 4.

Clasificación del AC por el grado de viscosidad.

Test	Viscosity Grade				
	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-40
Viscosity at 60°C, Pa·s	25 ± 5	50 ± 10	100 ± 20	200 ± 40	400 ± 80
Viscosity at 135°C, mm ² /s	≥80	≥100	≥150	≥210	≥300
Penetration at 25°C, 100 g, 5 s	≥200	≥120	≥70	≥40	≥20
Flash point, COC, °C	≥163	≥177	≥219	≥232	≥232
Solubility in trichloroethylene, %	≥99.0	≥99.0	≥99.0	≥99.0	≥99.0
Tests on Residue from Thin Film Oven Test					
Viscosity at 60°C, Pa·s	≤100	≤200	≤400	≤800	≤1,600
Ductility at 25°C, 5 cm/min, cm	≥100*	≥100	≥50	≥20	≥10

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

2.4.1.4. Clasificación del asfalto por penetración

En el sistema de clasificación de penetración (Tabla 5), los cementos asfálticos que tienen similar penetración a 25 ° C tienen el mismo grado. Cuanto mayor sea el grado de penetración más blando es el cemento asfáltico.

Tabla 5.
Clasificación del asfalto por su grado de penetración.

Test	Penetration Grade					
	B20/30	B35/50	B50/70	B70/100	B100/150	B160/220
Penetration at 25°C, 1/10 mm	20-30	35-50	50-70	70-100	100-150	160-220
Softening point, °C	55.0-63.0	50.0-58.0	46.0-54.0	43.0-51.0	39.0-47.0	35.0-43.0
Viscosity, 135°C, mm ² /s	≥530	≥370	≥295	≥230	≥175	≥135
Fraass breaking point, °C		≤-5	≤-8	≤-10	≤-12	≤-15
Flash point, °C	≥240	≥240	≥230	≥230	≥230	≥220
Solubility in toluene, mass-%	≥99.0	≥99.0	≥99.0	≥99.0	≥99.0	≥99.0
Tests on Residue from Rolling Thin Film Oven Test						
Mass loss, %	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.8	≤0.8	≤1.0
Retained penetration, %	≥55	≥53	≥50	≥46	≥43	≥37
Softening point, °C	≥57.0	≥52.0	≥48.0	≥45.0	≥41.0	≥37.0

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

2.4.1.5. Propiedades físicas del asfalto

Las de mayor importancia para el diseño, construcción y mantenimiento de los pavimentos son: durabilidad, adhesión, susceptibilidad a la temperatura y envejecimiento.

- **Durabilidad:** Es la medida de cuanto puede un asfalto retener sus características originales cuando se expone a procesos ambientales y envejecimiento.
- **Adherencia:** Es la resistencia a despegarse entre un material bituminoso y un árido mineral viene. El árido mineral debe ser impregnado por el asfalto, es decir que las moléculas de uno deben entrar en contacto con las moléculas del otro.
- **Punto de reblandecimiento:** Se determina empíricamente y sirve para conocer la temperatura a la cual un asfalto se vuelve blando.
- **Penetración:** Esta propiedad no permite definir el asfalto, pero sí define si el material bituminoso es líquido, semisólido o sólido. La penetración de un producto bituminoso es baja cuando sube la densidad del mismo.
- **Ductilidad:** Mide el alargamiento, previo a la rotura, de una muestra de material bituminoso estirada por sus extremos a una

velocidad constante. Es necesario que el asfalto a usarse tenga suficiente ductilidad para alargarse sin que se produzcan grietas.

- **Envejecimiento:** Con el tiempo el asfalto se endurece y se produce un incremento de la cohesión, igualmente crecen la viscosidad y la dureza. Cuando ocurren estos fenómenos se alcanza un máximo de dureza y entonces es cuando la cohesión disminuye. Esto afecta al asfalto volviéndolo frágil y sensible a los esfuerzos bruscamente aplicados y a las deformaciones rápidas de su estructura.
- **Susceptibilidad:** Se llama susceptibilidad de un material bituminoso al comportamiento que presenta para cambiar su viscosidad en función de la temperatura.

Los ensayos para comprobar las características físicas del asfalto obtenido para esta investigación se detallan en el Capítulo 3.

2.4.2. Asfalto Modificado

2.4.2.1. Definición

Asfaltos cuyo comportamiento es mejorado con el propósito de aumentar la tolerancia al esfuerzo y modificar la susceptibilidad térmica ocasionada por la variación extrema de temperatura obteniendo una viscosidad ideal a las temperaturas de servicio. Por tal motivo, adicionar al asfalto un polímero adecuado, proporciona al cemento asfáltico excelentes características de elasticidad, adherencia y cohesión (Montejo, 2002).

2.4.2.2. Objetivos de modificar un asfalto

Los modificadores le permiten al diseñador intervenir sobre las características mecánicas del asfalto. Entre otras se puede mencionar la reducción de la susceptibilidad térmica, en la búsqueda de unas características reológicas constantes, especialmente a elevadas temperaturas una vez instalado. En consecuencia, ello implica modificar las

propiedades de las mezclas, en el sentido de disminuir tanto la deformación plástica a alta temperatura, como la rigidez a baja temperatura, ofreciendo un mejor comportamiento en servicio ante la acción de las cargas circulantes más pesadas del tránsito, independientemente de las condiciones ambientales (Montejo, 2002).

2.4.2.3. Beneficios que se busca al modificar un asfalto

Los principales beneficios que se persiguen con la modificación del asfalto:

- Aumentar la rigidez a altas temperaturas mejorando la resistencia del pavimento a la deformación permanente.
- Reducir la rigidez a bajas temperaturas, previniendo la fisuración térmica.
- Disminuir el efecto fatiga de las mezclas.
- Mejorar la adhesión con los agregados pétreos.
- Mejorar la cohesión.
- Reducir el endurecimiento, aumentando su vida útil, debido a que no pierde sus características iniciales.
- Mejora la resistencia a la susceptibilidad térmica.
- Aumentar la viscosidad, permitiendo mejores espesores de película en el agregado de las mezclas abiertas y reduciendo la exudación en tratamientos superficiales.

Existe una variedad de aditivos que pueden ser exitosos en la mejora de cuando menos una de las propiedades del asfalto, pero, es necesario tener en cuenta que no existe un aditivo que mejore todas las propiedades antes descritas.

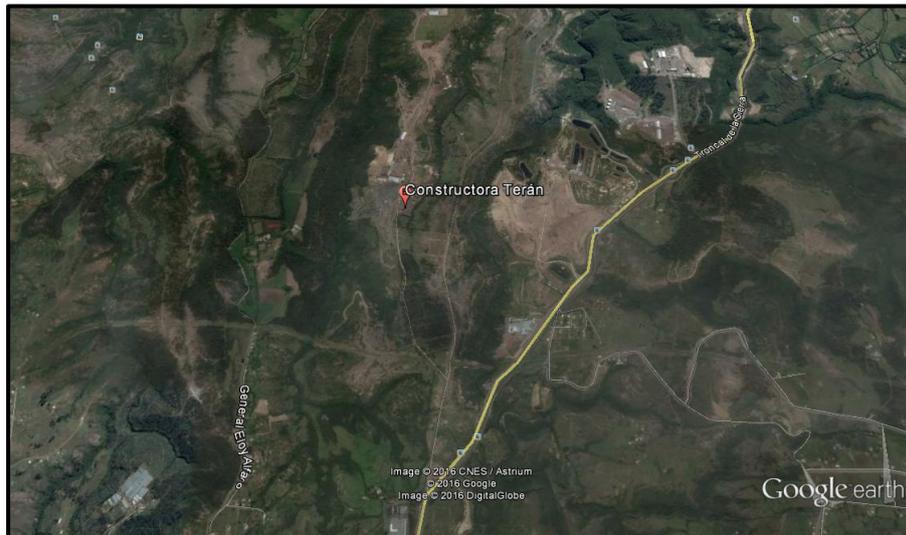
2.4.2.4. Aplicaciones para los asfaltos modificados

En mezclas específicas donde las propiedades del asfaltos son insuficientes para los requisitos de diseño, se deben usar obligatoriamente los asfaltos modificados, los campos de aplicación donde frecuentemente se utilizan son (Martinez, 2009):

- **Mezclas Drenantes:** Están compuestas de una granulometría abierta, con un porcentaje elevado de vacíos (mayor al 20%), una pequeña cantidad de finos (menos del 20%), con estas características, se debe diseñar el ligante con una alta viscosidad para que la película de recubrimiento en los agregados sea lo suficientemente gruesa para disminuir los efectos del envejecimiento y del agua, aumentando la capacidad de cohesión para evitar la disgregación del material.
- **Mezclas discontinuas y Microaglomerados:** Se colocan en capas delgadas, de bajo derrape y resisten fuertemente el desgaste, son de colocación rápida, se usan en la conservación de vías que exigen superficies de rodadura de buena macrotextura. Se usa el asfalto modificado en este tipo de mezclas para aumentar su durabilidad.
- **Mezclas Densas:** Diseñadas para un intenso tráfico, debe resistir el ahuellamiento, reducir la posibilidad de rotura por fatiga. Los asfaltos modificados con polímeros SBS asimilan mayores tensiones iniciales que cualquier mezcla convencional.
- **Tratamientos Superficiales:** Dan buenos resultados para vías de tráfico intenso y/o climas de temperaturas extremas. Son riegos de emulsiones fabricadas a base de asfalto modificado con polímeros SBS y riego de material pétreo chancado en uno o más riegos. El ligante ofrece mayor capacidad de adherencia, resistencia al envejecimiento que las emulsiones modificadas con polímeros SBR.

2.4.3. Obtención del material asfáltico

El asfalto que se utiliza en el Ecuador es producido por la refinería de Esmeraldas del tipo AC-20, según la clasificación por viscosidad, que fue obtenido con la colaboración de la Constructora Terán.



**Figura 22. Ubicación Constructora Terán. UTM: 793,283.79 m E;
996,7407.46 m S.**

Fuente. - Google Earth.

Para mejorar las características físico - químicas del asfalto se utilizó el aditivo comercial, como recomienda la norma INVIAS_453 (2012) para el diseño de mezclas drenantes. El KAOAMIN 14 es un aditivo que se utiliza en mezclas asfálticas donde se requiere incrementar la adhesividad de los agregados con el asfalto, mejora el recubrimiento de los agregados y una buena compactación de la mezcla (KAOAMIN_14, 2016).



Figura 23. Izq.- Tanque de almacenamiento de asfalto; Der.- Muestreo in situ de material asfáltico.

Las pruebas realizadas al material asfáltico están basadas en las normas MOP-001F-PRO (Normas ecuatorianas). Los ensayos que se realizaron fueron los siguientes: penetración, punto de ablandamiento, ductilidad, punto de inflamación y densidad, además el proceso de mezclado del asfalto con el aditivo. Los ensayos se desarrollan en el Capítulo 3 de esta investigación.

2.5. MEZCLAS ABIERTAS, DRENANTES O POROSAS

Los asfaltos drenantes o también llamadas mezclas porosas, son mezclas asfálticas caracterizadas por tener una curva granulométrica abierta, excluyendo los finos, para así poder aumentar sus vacíos entre cada agregado, permitiendo el flujo del agua hacia su punto de pendiente más bajo, en la Figura 24 se muestra un esquema del funcionamiento de un asfalto drenante, es decir el agua se filtra hacia el interior de la capa de rodadura para luego ser conducida a los drenajes convencionales. Las mezclas drenantes nacieron en España, en el año 1940, y siendo también desarrolladas en los Estados Unidos (Abuhajar, 2010).



Figura 24. Estructura y funcionamiento de los asfaltos drenantes.

Fuente.- (Abuhajar, 2010)

2.5.1. Introducción

La elaboración de una mezcla drenante implica el empleo de una composición granulométrica muy diferente a la de las mezclas tradicionales, en éstas el contenido de arena suele ser muy elevado, generalmente comprendido en un 35 y un 60%, y como consecuencia de ello, la resistencia de la mezcla se basa principalmente en la cohesión aportada por el ligante asfáltico. El rozamiento interno de la mezcla únicamente, se moviliza frente a altas sollicitaciones, mantenidas en el tiempo.

En las mezclas drenantes para poder obtener un contenido en vacíos elevado, es necesario modificar la proporción agregado grueso / agregado fino de tal forma que, en general el contenido de arena suele estar por debajo del 20%. Debido a ello, la capacidad de resistencia de la mezcla no puede basarse en la cohesión, puesto que falta mortero, sino en el razonamiento interno.

Esta falta de cohesión hace que la mezcla sea bastante crítica ante ciertos esfuerzos del tráfico, especialmente los de tipo tangencial, que provocan fenómenos de disgregación. Para poder conjugar una buena porosidad con una buena resistencia a la disgregación, es necesario realizar un diseño cuidadoso de la mezcla, eligiendo con detalle los distintos componentes, sus proporciones, y utilizando los distintos ensayos puestos a punto.

2.5.2. Definición y tipos

Los pavimentos permeables son estructuras que permiten que el agua de lluvia se infiltre a través de la superficie y en las capas subyacentes, donde el agua se almacenan temporalmente antes de la infiltración en el suelo, reutilización o liberación a un curso de agua u otro sistema de drenaje, además, en climas de bajas temperaturas ayuda a reducir el efecto de congelamiento del agua sobre la calzada (Woods-Ballard et al., 2007).

Según *The SuDs Manual* (2007), indica que se puede dividir al sistema de pavimento poroso en tres tipos descritos en las Figuras 25, 26 y 27. Tipo A muestra un sistema donde toda la precipitación pasa a través de la subestructura (donde puede ser almacenada temporalmente) en los suelos debajo. Comunmente, el sistema no tendra descarga. Sin embargo un desbordamiento de emergencia puede ser necesaria para atender eventos que superen el evento de diseño, o para permitir que el sistema cada vez menos eficiente, por ejemplo, como resultado de la sedimentación (Woods-Ballard et al., 2007).

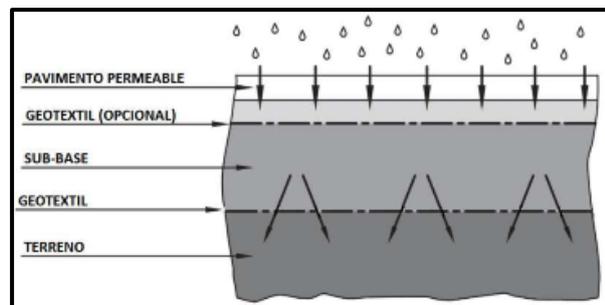


Figura 25. Pavimento poroso: Tipo A – Infiltración total.

Fuente.- (Woods-Ballard et al., 2007)

En un sistema de Tipo B, una serie de tubos perforados a nivel de subrasante transmitirá la precipitación que excede la capacidad de infiltración de los sub-suelos, hacia el sistema de drenaje. Al impedir la acumulación de agua por encima de la subrasante, se reducen los riesgos para la estabilidad de los suelos (Woods-Ballard et al., 2007).

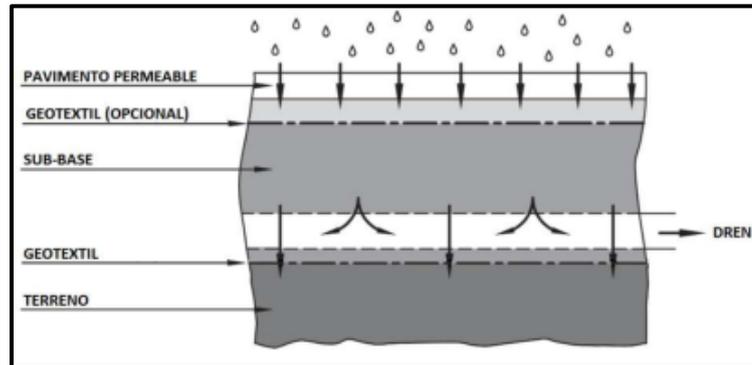


Figura 26. Pavimento poroso: Tipo B – Infiltración parcial.

Fuente.- (Woods-Ballard et al., 2007)

En el sistema de Tipo C no hay infiltración, y el sistema en general se envuelve en una membrana impermeable flexible que se coloca por encima de la subrasante. Una vez que el agua se ha filtrado a través de la sub-base, que se transmite a través de tuberías perforadas o drenajes de aleta hacia el sistema de drenaje (Woods-Ballard et al., 2007).

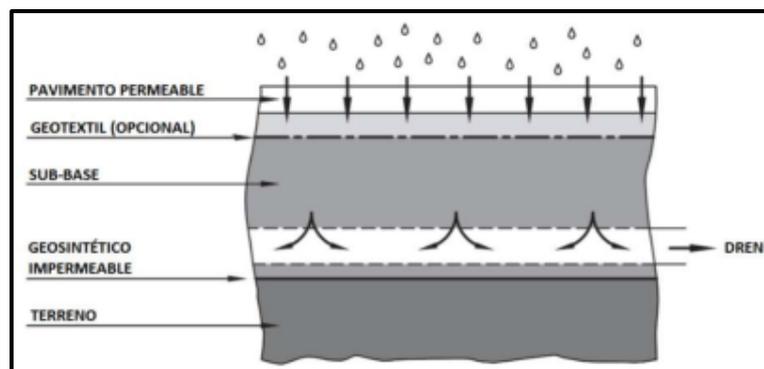


Figura 27. Pavimento poroso: Tipo C – Sin infiltración.

Fuente.- (Woods-Ballard et al., 2007)

En general, los pavimentos porosos son los realizados con la función de que los espacios vacíos que dejan pasar el agua y el aire pasan a través. Se les ha llamado "el santo grial de diseño de sitios ambientales" y "potencialmente el desarrollo más importante en cuencas urbanas desde la invención del automóvil" (Ferguson, 2005, 2013).

2.5.3. Componentes

Al igual que en las mezclas bituminosas tradicionales, los componentes básicos de las mezclas drenantes son los agregados y el ligante bituminoso. Estos componentes ya fueron descritos en la sección 2.1 y 2.2 de este capítulo, ahora la investigación se centrara en los requisitos que deben cumplir para formar parte de una mezcla drenante.

Un pavimento poroso es de varios tipos, sus materiales y configuración deben ser seleccionadas para adaptarse a los requerimientos específicos de cada proyecto (Ferguson, 2005).

2.5.4. Gradación del agregado

En las plantas de procesamiento, las partículas de agregados de diferentes tamaños se separan y a veces recombinan selectivamente para formar un conjunto de agregados de un intervalo de tamaño deseado. La combinación de diferentes tamaños de agregado o gradación, es uno de los factores determinantes más importantes para la obtención de la porosidad, permeabilidad y estabilidad bajo una carga por lo que se debe ser especificada explícitamente en cada proyecto (Ferguson, 2005).

Cuantitativamente, la granulometría de un material es expresada en términos de porcentaje de la masa total de material que pasa por una serie de tamices, especificados en la norma (ASTM_C_136).

Al tener varias curvas granulométricas según el tipo de proyecto y resultado que se desee obtener, el estudio debe ser cuidadoso, se elabora para esto las gráficas donde en el eje horizontal se identifica la apertura del tamiz; en el eje vertical se representa la proporción en peso de material que pasa cada tamaño, estos valores son acumulativos.

El libro *Porous Pavements* (2005), se indica algunos parámetros que se pueden obtener de la curva granulométrica, por ejemplo, para una mezcla de

gradación abierta D_{60} es 0,36 pulgadas (9,14 mm). Una combinación de tamaños en una curva se puede caracterizar más o menos por un coeficiente de uniformidad, que es por lo general la relación D_{60}/D_{10} .

La curva granulométrica para mezclas abiertas en la Figura 28 es más vertical, indicando un estrecho rango para el tamaño de las partículas. La mayoría de los agregados con un coeficiente de uniformidad de menos de aproximadamente 2.0 o 2.5 podría considerarse relativamente una gradación abierta. La estabilidad de una mezcla abierta proviene del rozamiento de las partículas de tamaño individuales con los demás, especialmente a lo largo de las caras planas de partículas angulares. Entre las partículas hay espacios vacíos; este tipo de mezclas se caracterizan por ser altamente porosas, muy permeables y con un buen drenaje. Una gradación abierta puede ser no plástica y no susceptible al daño por las heladas. Por esta razón decidir que agregado se usara en la mezcla es vital para un pavimento poroso. Además, se recomienda que el agregado a utilizar sea lavado previamente, a fin de evitar que residuos o material fino tapen los poros.

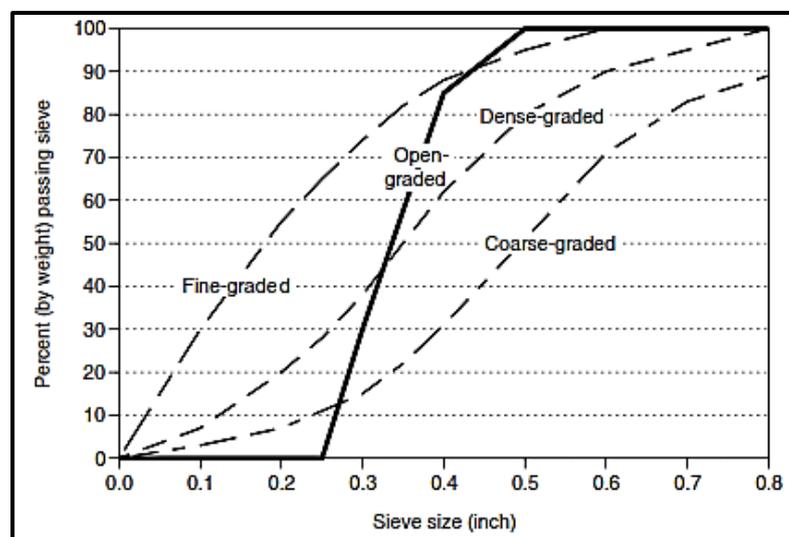


Figura 28. Curvas granulométricas teóricas. (Agregados fino y grueso, mezcla densa y mezcla abierta).

Fuente.- (Ferguson, 2005).

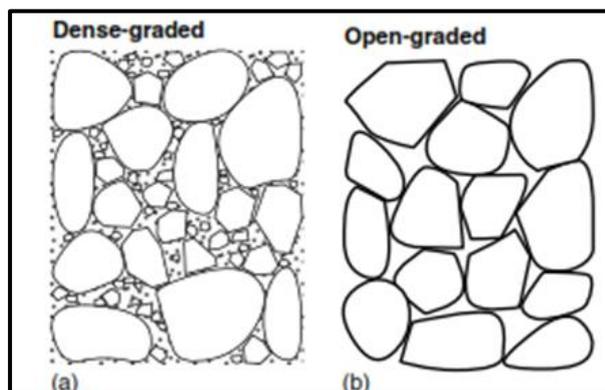


Figura 29. a) Mezcla densa; b) Mezcla abierta.

Fuente.- (Ferguson, 2005)

2.5.4.1. Especificación granulométrica para mezclas drenantes

Las porciones de agregado grueso, fino y llenante mineral se deberán ajustar a la gradación indicada en la Tabla 6, de la especificación colombiana INVIAS artículo 453.

Tabla 6.

Especificación granulométrica para mezcla drenante.

TAMIZ		% PASA		Tolerancia en fórmula de trabajo
Mm	U.S. Standard	Mínimo	Máximo	
19.0	3/4"	100	100	4%
12.5	1/2"	70	100	
9.5	3/8"	50	75	
4.75	No. 4	15	32	3%
2.00	No.10	9	20	
0.425	No. 40	5	12	
0.075	No. 200	3	7	1%

Fuente.- (INVIAS_453, 2012)

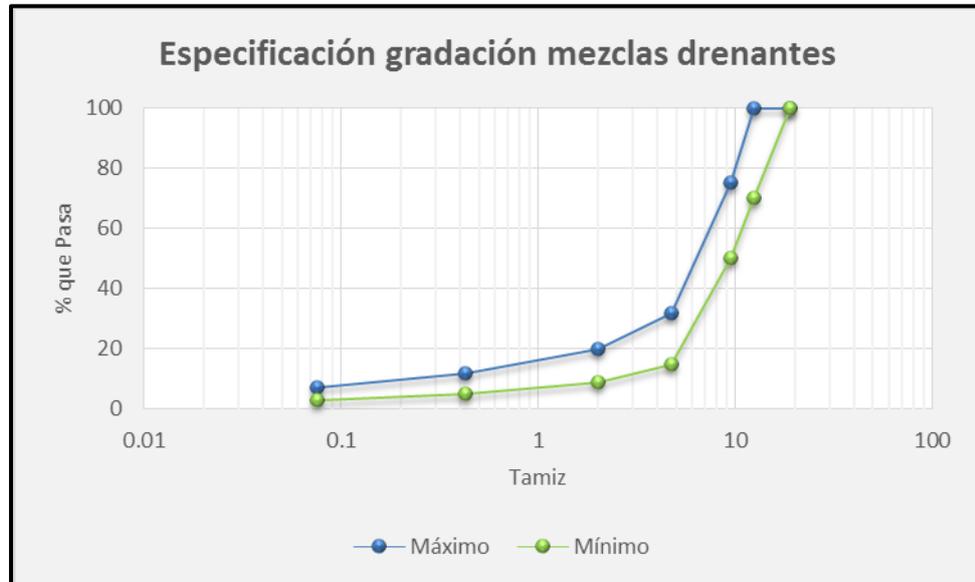


Figura 30. Faja granulométrica para mezclas drenantes.

Al lograr que la curva granulométrica se ajuste a este rango se obtiene mezclas con mayor porosidad.

El espesor de la capa de mezcla drenante depende del tamaño máximo del agregado, para agregados con un diámetro de 12,5 mm se suele emplear capas de 4 cm. de espesor, por otro lado, para capas de 5 o 6 cm. de espesor el tamaño máximo del agregado puede ser de hasta 20 mm (Montejo, 2002).

2.5.5. Características

Las mezclas asfálticas drenantes tienen características particulares que hacen que su desempeño sea muy diferente al de una mezcla tradicional. Estas peculiaridades hacen que la mezcla drenante posea una serie de ventajas, pero también presente varias limitaciones.

2.5.5.1. Ventajas y limitaciones

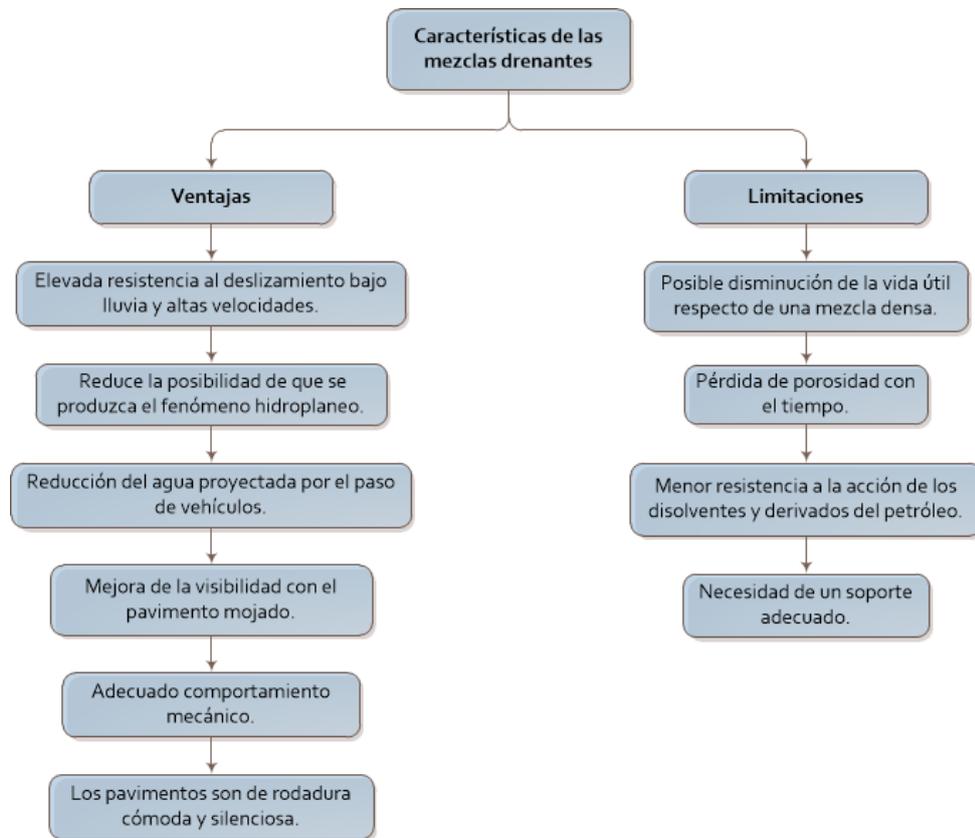


Figura 31. Ventajas y limitaciones de las mezclas drenantes.

Fuente.- (Mora & Pérez, 1998)

Las ventajas que ofrece un pavimento poroso a mejorar la seguridad vial serán analizadas en el Capítulo 4 de esta investigación, finalizado el diseño y una vez conocidos algunos actores del rendimiento de la mezcla drenante.

2.6. DISEÑO DE LA MEZCLA DRENANTE

En esta sección se abordará el diseño en sí de la mezcla drenante, incluyendo todos los parámetros antes mencionados de los agregados y material bituminoso, como un aporte adicional a esta investigación se dará al lector información general del proceso a seguir en el para el diseño de una mezcla asfáltica, debido a que todo el proceso de diseño inicia a partir de la selección del tipo de mezcla asfáltica a usar.

2.6.1. Proceso general para diseño de mezclas asfálticas en caliente

En la Figura 32 se muestra los pasos generales a seguir en el proceso de diseño de las mezclas asfálticas. El diseño comienza con la selección de un apropiado tipo de mezcla (densa, SMA o OGFC) y un tamaño máximo de agregado. La selección está basada en el uso y tiempo de vida útil del pavimento tomando en cuenta consideraciones ingenieriles. Algunos de los factores a considerar son el volumen de tráfico, el peso de los vehículos y la velocidad de circulación. En algunos casos, otros factores, como la reducción del ruido y la permeabilidad determinan el tipo de mezcla a usar.

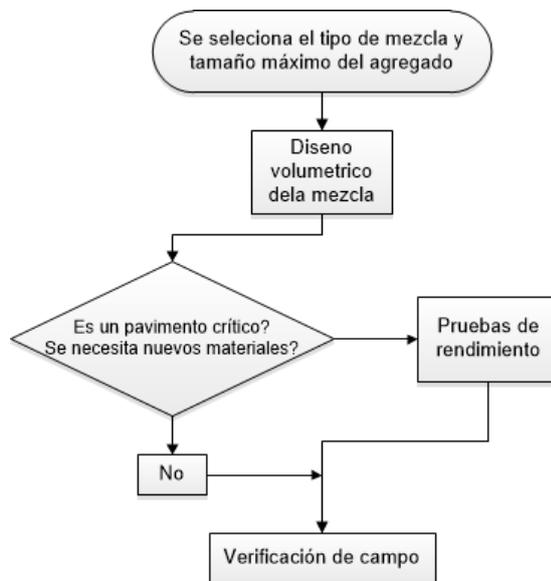


Figura 32. Principios del procedimiento del diseño de HMA.

Fuente.- (Doré & Zubeck, 2009)

El diseño volumétrico de la mezcla incluye una selección de las materias primas adecuadas, formulación de mezclas de prueba, las pruebas y el análisis de muestras compactadas hasta que se consigue una mezcla deseable, este proceso se muestra en la figura a continuación.

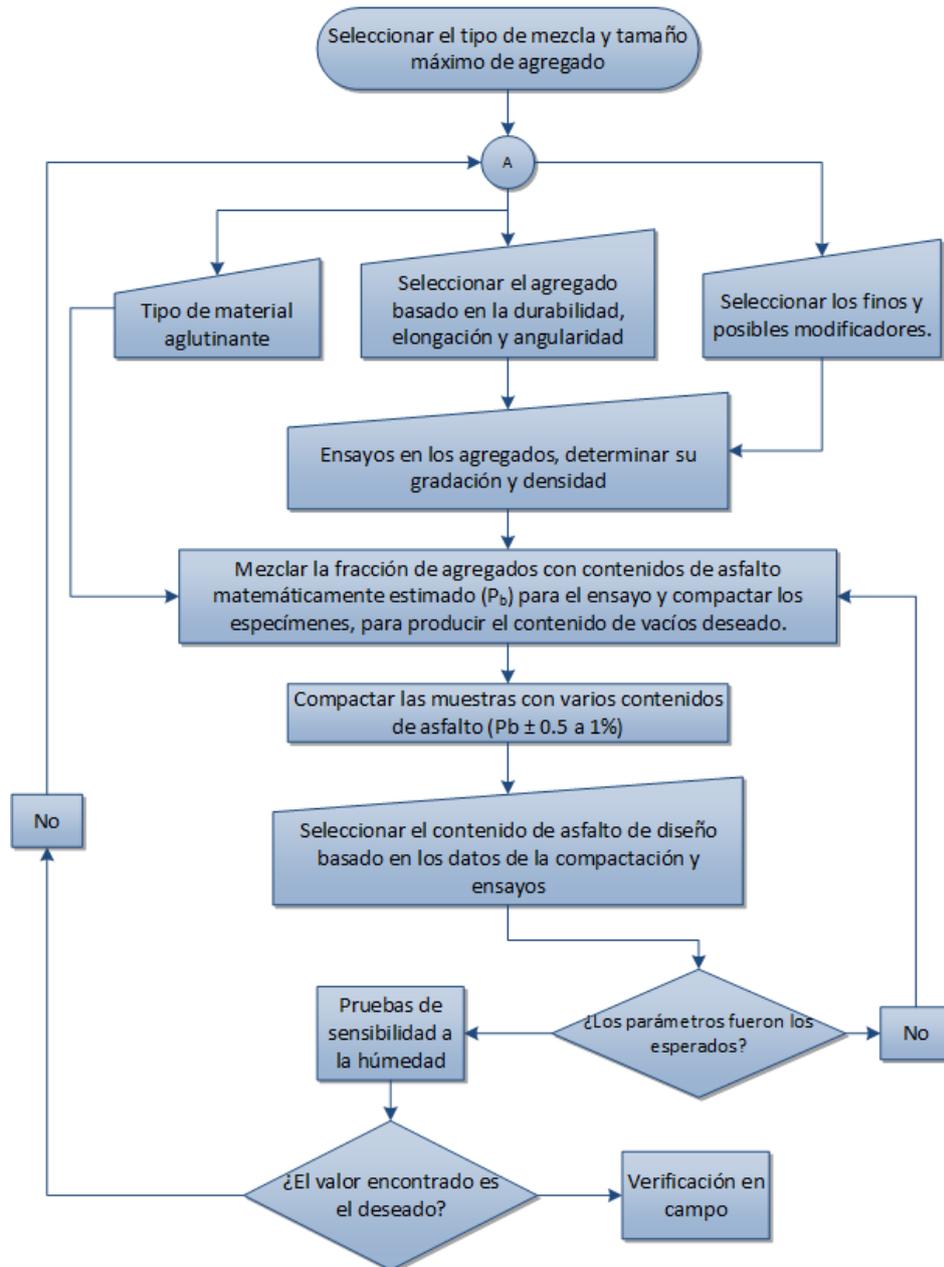


Figura 33. Flujograma de proceso general para el diseño de una mezcla asfáltica.

Fuente.- Traducción de Doré and Zubeck (2009)

2.6.2. Aplicación según la carga de ejes equivalentes

Basándose en la información anterior, hay algunas reglas generales para el tipo de uso de la mezcla de asfáltica. Se debe tener en cuenta que, una mezcla densamente graduada es en general adecuada para todos los usos como SMA y abiertas, las cuales se utilizan normalmente como capas de

rodadura en carreteras de alto volumen. La Tabla 7 es sólo un resumen de orientación general, que deberán ser comprobados al momento de realizar el diseño de algún caso específico

Tabla 7.

Adecuación general de tipos mezcla para cada capa HMA.

Capa	Tráfico Bajo			Tráfico Medio			Tráfico Alto		
	(< 300,000 ESALs)			(300,000 - 10 millones ESALs)			(> 10 millones ESALs)		
	Densa	SMA	Abierta	Densa	SMA	Abierta	Densa	SMA	Abierta
Superficie	●	--	--	●	●	●	●	●	●
Intermedia	●	--	--	●	--	--	●	●	--
Base	●	--	--	●	--	--	●	--	--

- Apropiado
- Moderadamente Apropiado
- No Apropiado

Fuente.- (WSDOT, 2008)

Para el caso de las mezclas drenantes, los niveles de tráfico para los que se recomienda su uso son tráfico medio y pesado, pero la Tabla 7 es una recomendación del Departamento de Transporte del Estado de Washington, entonces se debe relacionar esta información con las normas nacionales.

La categorización de tráfico en el país está dividida en 4 niveles dependiendo de la carga por ejes equivalentes de 8.2 T, y se indica en la Tabla 8.

Tabla 8.

Categoría de tráfico.

Categoría de Tráfico	Designación	Número acumulado de ejes equivalentes de 8.2 T en el carril y período de proyecto
N1	Pesado	$4 \times 10^6 - 10^7$
N2	Medio alto	$8 \times 10^5 - 4 \times 10^6$
N3	Medio bajo	$8 \times 10^4 - 8 \times 10^5$
N4	Ligero	$10^4 - 8 \times 10^4$

Fuente.- (MOP, 2001)

Una vez determinada la carga por ejes equivalentes en el carril y el periodo del proyecto, se puede continuar con el diseño en sí de la mezcla drenante, para el caso de la presente investigación se optó por tomar un NIVEL DE TRÁFICO MEDIO, rango dentro del cual se realizar las comprobaciones pertinentes para constatar el rendimiento de la misma.

2.6.3. Procedimiento de diseño

Las mezclas drenantes se diseñan a partir de probetas cilíndricas tipo Marshall, aunque existe mucha similitud en el proceso de elaboración con las mezclas tradicionales, toman un camino diferente al habitualmente empleado con el procedimiento Marshall. Con este propósito, desde hace algunas décadas atrás se utiliza el Método del Cántabro, que fue desarrollado en España por la Universidad de Santander por los investigadores Félix Pérez Jiménez y Carlos Kraemer en 1979.

El Ensayo del Cántabro consiste en la determinación de la pérdida por desgaste de una probeta de mezcla bituminosa empleando la máquina de los ángeles sin carga abrasiva (Montejo, 2002), el procedimiento a seguir es el siguiente:

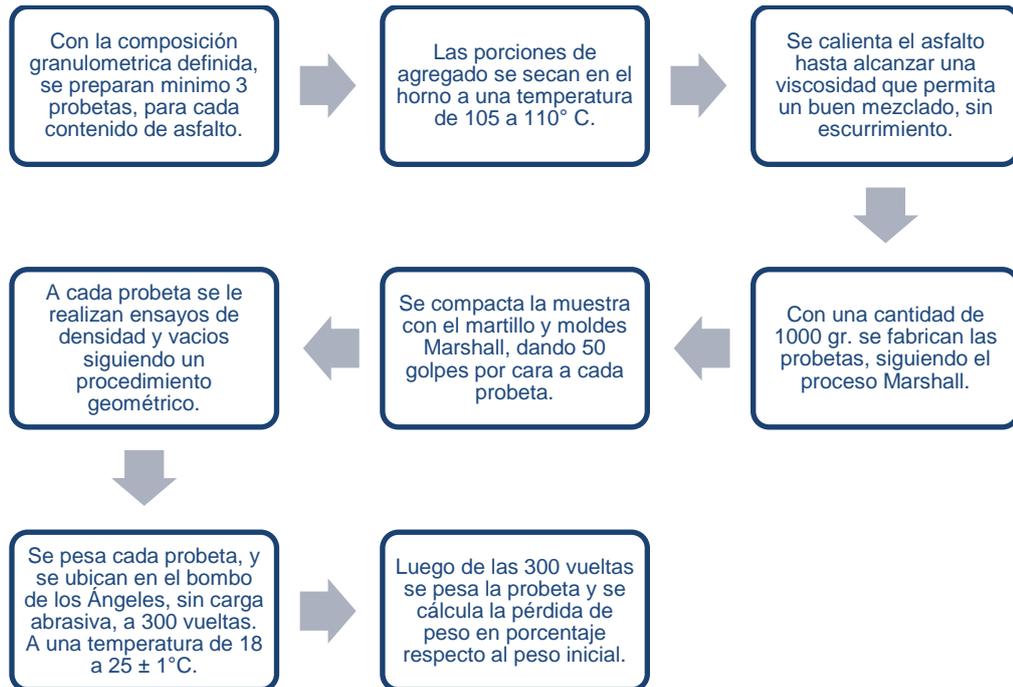


Figura 34. Proceso de diseño de mezclas drenantes.

Fuente.- (Montejo, 2002)

El contenido de asfalto en la mezcla deberá ser elegido de manera que se cumpla con los siguientes requisitos, indicados en la normativa INVIAS_453 (2012) que propone:

- Los vacíos con aire de la mezcla compactada, no deberán ser inferiores a veinte por ciento (20%), ni mayores de veinticinco por ciento (25 %).
- Para asegurar que los vacíos con aire están debidamente interconectados, se realizará una prueba de permeabilidad. La capacidad de drenaje se mide colocando cien mililitros (100 ml) de agua en un molde conteniendo la probeta prehumedecida. El tiempo que tarde el agua en atravesar la muestra no deberá exceder de quince segundos (15 s).
- Las pérdidas por desgaste a veinticinco grados Celsius (25°C), determinadas de acuerdo con el procedimiento descrito en la norma INV E-760, no deberán ser superiores a veinticinco por ciento (25 %).

- La dosificación del material bituminoso no podrá ser inferior a cuatro y medio por ciento (4.5 %), respecto del peso seco de los agregados, incluido el llenante mineral.
- Se deberá comprobar, además, la adhesividad entre el agregado y el ligante, caracterizando la mezcla en presencia de agua. Al efecto, la pérdida por abrasión en el ensayo Cántabro, según la norma de ensayo INV E-760, tras ser sometidas las probetas a un proceso de inmersión en agua durante veinticuatro horas (24 h) a sesenta grados Celsius (60°C), no podrá exceder de cuarenta por ciento (40 %). Si se supera este valor, se deberá mejorar la adhesividad mediante un aditivo mejorador de adherencia apropiado.

CAPITULO 3: ENSAYOS Y TABLAS

3.1. INTRODUCCIÓN

El proceso para elaborar una mezcla asfáltica densa es similar al diseño de una mezcla drenante, los mismos materiales indispensables son requeridos para este propósito, en este caso los agregados pétreos y el asfalto, a pesar de la similitud del proceso existen diferencias que deben ser tomadas en consideración, como el alto índice de vacíos de la mezcla drenante en comparación a una mezcla tradicional.

En este capítulo se abordara la caracterización de los agregados pétreos y material bituminoso que se utilizaron para el diseño de la mezcla, además de los ensayos correspondientes para evaluar el desempeño de la mezcla una vez elaborada, ante la inexistencia de una normativa en el país que aborde el diseño de este tipo de mezclas y como evaluar su comportamiento, se optó por utilizar las especificaciones del Instituto Nacional de Vías de Colombia, que es más conocida como normativa INVIAS.

La caracterización de los agregados y asfaltos utilizados se basó en las normas INEN, ASTM y AASHTO, en esta sección también se da una breve explicación de cada ensayo realizado, para de esta manera dar una visión más amplia del diseño de la mezcla drenante (Ayala & Juárez, 2010).

3.2. ENSAYOS EN LOS AGREGADOS PÉTREOS

En el Capítulo 2 de esta investigación se dio a conocer las especificaciones que necesariamente debe cumplir el agregado, que servirá para el diseño de la mezcla drenante, deberá ser material procesado, con un tamaño máximo nominal de $\frac{3}{4}$ ".

Los ensayos que se deben realizar a cada proporción de agregado que participara en la mezcla son:

- Granulometría
- Equivalente de arena
- Desgaste en máquina de los Ángeles, abrasión
- Gravedad Específica y Absorción del Agregado Grueso
- Gravedad Específica y Absorción del Agregado
- Determinación del contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables

A continuación se describe cada ensayo y el método de cálculo efectuado.

3.2.1. Granulometría (ASTM_C_136)

Este ensayo sirve para conocer la gradación de materiales que serán usados como agregados. Con los resultados se determina la distribución de las partículas según los tamaños, con esta información se pueden verificar si son aplicables para el fin requerido y para proporcionar los datos necesarios para el control de la producción de las mezclas asfálticas.

3.2.1.1. Materiales y equipos

- Balanzas con precisión de 0,1 gr.
- Tamices de malla cuadrada.
- Agitador mecánico de tamices.
- Horno, temperatura uniforme $110\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$ ($230\text{ °F} \pm 9\text{ °F}$).
- Bandejas y taras.

3.2.1.2. Procedimiento

Se separa una cantidad de muestra de agregado grueso seco según lo indicado en la especificación y como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 9.

Cantidades de muestra para ensayo granulométrico.

Tamaño nominal máximo aberturas cuadradas		Masa mínima de la muestra de Ensayo	
mm	pulg.	kg	Lb
9,5	3/8	1	2
12,5	1/2	2	4
19,0	3/4	5	11
25,0	1	10	22
37,5	1 1/2	15	33
50,0	2	20	44
63,0	2 1/2	35	77
75,0	3	60	130
90,0	3 1/2	100	220
100	4	150	330
125	5	300	660

Para el agregado fino la masa de la muestra, después de ser secada, no debe ser inferior a 300 gr.

Se seleccionan los tamices necesarios para hacer pasar las muestras por cada uno de estos, de manera que se pueda obtener la información necesaria para formar la curva granulométrica de diseño.

Es así como, para el agregado de 3/4" se usó 5.100 gr. de muestra, para el agregado de 1/2", 2.000 gr. y para el agregado fino 500 gr.



Figura 35. Muestra de agregado grueso de 3/4".

Una vez que se tiene la muestra y los tamices adecuados, se los coloca en el agitador mecánico por un tiempo de 2 minutos o hasta que la cantidad de material que pase entre tamices sea menor al 1%.

Finalmente se pesa las cantidades retenidas en cada tamiz y se realiza la curva granulométrica representativa.

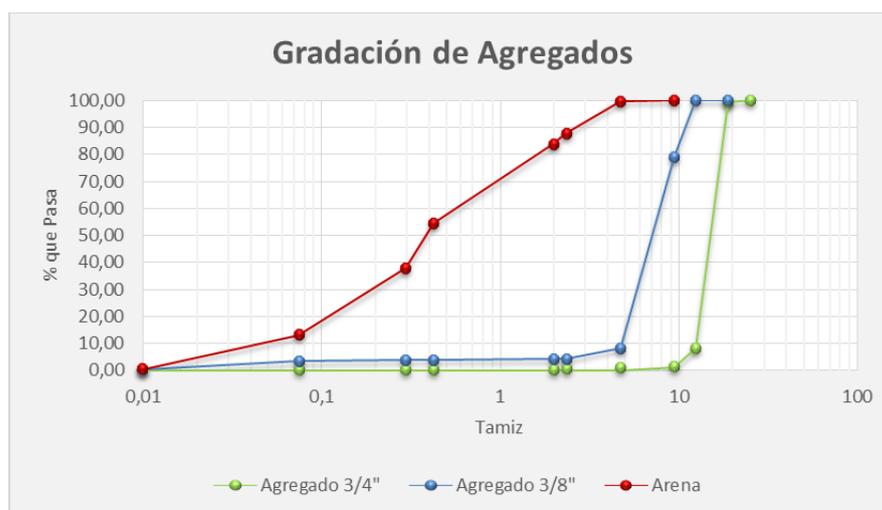
3.2.1.3. Resultados

Tabla 10.

Granulometría de agregado de 3/4", 3/8" y arena extraídos de la Mina San Ramón.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO				
TAMICES		GRAVA		FINOS
Pulgadas	Milímetros	3/4"	3/8"	ARENA
3"	76,1	100,00	100,00	100,00
2"	51,8	100,00	100,00	100,00
1 1/2"	38,1	100,00	100,00	100,00
1"	25,4	100,00	100,00	100,00
3/4"	19	99,17	100,00	100,00
1/2"	12,5	8,06	100,00	100,00
3/8"	9,51	1,16	78,87	100,00
No. 4	4,76	0,74	8,21	99,74
No. 8	2,36	0,58	4,11	87,78
No. 10	2	0,00	4,04	83,62
No. 30	0,425	0,00	3,85	54,57
No. 50	0,297	0,00	3,73	37,63
No. 200	0,075	0,00	3,16	13,02
< No. 200	0,01	0,00	0,17	0,42

Una vez obtenidos los datos granulométricos se procede a elaborar las curvas características de cada material.



3.2.2. Equivalente de arena (INV_E_133)

El objetivo de este ensayo consiste en obtener un valor relativo de la cantidad de material fino presente en la muestra, se lo puede realizar de manera rápida en campo para obtener un resultado inmediato.

Se recomienda realizar al menos dos veces el ensayo y de esta manera poder obtener un valor promedio de los resultados obtenidos.

3.2.2.1. Materiales y equipos

- Tres probetas cilíndricas graduadas de 30 ± 1 mm de diámetro interior y aproximadamente 400 mm de alto, graduado en milímetros hasta una altura de 380 mm (o graduada en mililitros hasta una capacidad de 270 ml).
- Agregado fino, pasante tamiz #4.
- Tapón macizo de caucho.
- Tubo irrigador.
- Tubo flexible de plástico.
- Recipiente metálico.
- Embudo de boca ancho.
- Agua.
- Cronómetro.
- Reactivo (Cloruro de Calcio).

3.2.2.2. Procedimiento

Se selecciona alrededor de 2000 g de muestra, tratando que la misma sea lo más uniforme posible para que no exista interferencias en los resultados.

Posteriormente se tamiza la muestra en el tamiz No. 4 (4.75mm), verter la solución de agua con el reactivo (cloruro de calcio) en las probeta

hasta una altura de 101.6 mm con un margen de error de ± 2.54 mm (4 ± 0.1 ”).

Tomar la muestra con el recipiente metálico el cual tiene una capacidad de 50 g aproximadamente y enrasar, verter mediante la ayuda del embudo la muestra en la probeta. Golpear el borde inferior de la probeta con la palma de la mano para liberar el aire y dejar en reposo durante 10 ± 1 minuto.



Figura 37. Proceso de vertido de la muestra en la probeta.

Después de este tiempo, tapar la probeta con el tapón de caucho y soltar la arena del fondo inclinando y sacudiendo la misma. Luego de soltar el material del fondo, agitar manualmente la probeta en posición horizontal con un desplazamiento de 230 ± 25 mm. Agitar 100 ciclos aproximadamente en 60 segundos.

A continuación se realiza un proceso de irrigación, mediante el cual se debe lavar las paredes de la probeta para que las partículas que están adheridas bajen a la parte inferior y se produzca una decantación del material (las partículas más gruesas se quedan en la parte inferior y las más finas en la parte superior). Se debe llenar la probeta hasta una altura marcada de 15” (38 mm), desde la base de la misma.

Dejar reposar la probeta inmediatamente después de la irrigación por alrededor de 20 minutos \pm 15 segundos.

Al finalizar este tiempo tomar la medida de la parte superior de la suspensión de arcilla, la cual se denomina “Lectura de arcilla”



Figura 38. Lectura de arcilla en las probetas

A continuación, introducir dentro de la probeta la varilla con el disco y el sobrepeso, dejándola caer con mucho cuidado de tal manera que la misma llegue a caer sobre la arena. Cuando el conjunto toca la arena, anotar la lectura de la ranura del tornillo, la misma que se conoce como “Lectura de Arena”



Figura 39. Lectura de arena en las probetas

3.2.2.3. Ecuaciones y cálculos

$A = \text{Lectura de arena}$

$B = \text{Lectura de Arcilla}$

$C = \text{Nivel de arcilla}$

$D = \text{Equivalente de arena}$

$C = A - B$

$D = \left(\frac{C}{A}\right) * 100$

Tabla 11.
Resultados del ensayo equivalente de arena

EQUIVALENTE DE ARENA				
A	Lectura de arena (plg)	12.7	12.4	12.8
B	Lectura de arcilla (plg)	3.5	3.2	3.56
C= A -B	Nivel de arcilla (plg)	9.2	9.2	9.24
D= (C/A)*100	Equivalente de arena (%)	72.441	74.194	72.188
	Equivalente de arena (%)	72	74	72
	Promedio de equivalente de arena (%)	72.67		

Equivalentes de arena inferiores a 20 corresponden a áridos muy contaminados que, en general, no deben utilizarse en capas de firme. Sin embargo, valores del equivalente de arena superiores a 50 reflejan un grado de limpieza suficiente para la mayor parte de las aplicaciones (WikiVía, 2009).

3.2.3. Desgaste en máquina de los Ángeles, abrasión (INEN_860)

Este ensayo determina el desgaste del agregado natural o triturado inferior a 37.5 mm, al someterlo al choque con esferas de acero; cuyo número depende de la gradación del agregado en la Máquina de los Ángeles.

El ensayo es de vital importancia, debido a que los agregados deben ser capaces de resistir el desgaste y degradación durante la vida útil de un pavimento poroso, el cual en su composición tiene mayor cantidad de

agregado grueso, por lo que el valor de este ensayo debe cumplir con las normativas existentes para una mezcla abierta.

3.2.3.1. Materiales y equipos

- Agregado grueso de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{3}{8}$ ".
- Balanza con precisión de ± 0.1 gr.
- Horno con temperatura constante de 110 ± 5 °C.
- Máquina de los Ángeles.
- Esferas de diámetro de 46.38 mm y peso 390 gr.
- Bandejas.
- Tamiz No.12

3.2.3.2. Procedimiento

Se debe tomar en cuenta que el material debe estar previamente lavado y secado al horno a una temperatura constante de 110 ± 5 °C, para evitar la presencia de algún material fino que pueda afectar con la precisión del ensayo; además que el material debe estar seco para mantener el peso del agregado constante.

La muestra de ensayo para los tamaños máximos nominales de los agregados de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{3}{8}$ " se define por la gradación mostrada en la Tabla 12.

Tabla 12.

Gradación de la muestras de ensayo, para la resistencia a la abrasión.

Abertura de tamices (mm)		Masa (g)			
Pasante de	Retenido en	Gradación			
		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
37,5	25,0	1250±25			
25,0	19,0	1250±25			
19,0	12,5	1250±10	2500±10		
12,5	9,5	1250±10	2500±10		
9,5	6,3			2500±10	
6,3	4,75			2500±10	
4,75	2,36				5000±10
	Total	5000±10	5000±10	5000±10	5000±10

Fuente. (INEN_860, 2011)

Debido a la gradación anterior se necesitan 11 esferas de acero para la carga de abrasión.

Tabla 13.

Número de esferas para carga de abrasión.

Gradación	Nro. de esferas	Masa de carga (g)
A	12	5000±25
B	11	4584±25
C	8	3320±20
D	6	2500±15

Fuente. Norma ASTM C 131



Figura 40. Material para ensayo de abrasión

Una vez fría la muestra se procede a colocarla en conjunto con las bolas de acero en la Máquina de los Ángeles y se hace girar el cilindro a una velocidad comprendida entre 188 y 208 rad/min (30 y 33 rpm) y se debe completar 500 vueltas.



Figura 41. Colocación del Agregado en la Máquina de los Ángeles

Se descarga el material y se procede a separar la muestra a través del tamiz No.12, se rechaza el material que pasa por este tamiz y el material retenido se lava y se seca en el horno a una temperatura de $110 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ hasta obtener una masa constante y se anota el peso registrado.



Figura 42. Separación del agregado a través del tamiz No.12

3.2.3.3. Ecuaciones y cálculos

A = Peso del material antes del ensayo

B = Peso del material no desgastado despues del ensayo

C = Pérdida por desgaste del material

D = Desgaste del material

C = A - B

$$D = \left(\frac{C}{A}\right) * 100$$

Tabla 14.

Cálculo desgaste de agregado grueso.

A	Peso del material antes del ensayo (gr)	5000
B	Peso del material no desgastado después del ensayo(gr)	3440.4
C= A -B	Pérdida por desgaste del material (gr)	1559.6
D= (C/A)*100	Desgaste del material (%)	31.19%

3.2.4. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Grueso (INEN_857)

Este ensayo consiste en determinar la densidad de una porción solida de agregado pétreo representativa de las características de la muestra.

Se determina los pesos específicos aparente y nominal, el porcentaje de absorción del agregado con partículas de tamaño igual o mayor a 4.75 mm (Tamiz No. 4), después de sumergidos 24 horas en agua. La siguiente tabla determina la cantidad mínima de muestra para el ensayo.

Tabla 15.
Cantidad de muestra necesaria.

Tamaño Máximo Nominal (mm)	(plg.)	Cantidad mínima de muestra (Kg)
12,5 o menos	½	2
19,0	¾	3
25,0	1	4
37,5	1 ½	5
50,0	2	8
63,0	2 ½	12
75,0	3	18
90,0	3 ½	25

Fuente: (INEN_857)

3.2.4.1. Materiales y equipos

- Agregado grueso de ¾" y 3/8".
- Balanza con precisión de ±0.1 gr.
- Horno capaz de mantener una temperatura constante de 110° C.
- Tamiz No.4
- Dispositivo de suspensión.
- Bandejas metálicas.
- Canastilla metálica (Abertura 4.75 mm).
- Tanque de inmersión con apreciación de ± 0.1gr.

3.2.4.2. Procedimiento

Se toma una cantidad mayor a los 2 kg del agregado grueso, esto se hace pasar por el tamiz No. 4 para separar el agregado fino que pueda contener el mismo, se procede al lavado de la muestra y se seca al horno a una temperatura de 110±5 °C, hasta obtener una masa constante.

Con la muestra fría, la misma se sumerge en agua durante 24±4 horas a una temperatura ambiente constante, posterior a esto y transcurrido el tiempo se escurre el agua de la muestra, y también se lo hace de manera superficial mediante un paño absorbente. A continuación se pesa la muestra, como mínimo 2 kg, en estado superficie saturada seca (SSS).



Figura 43. Eliminación del exceso de agua superficial en el agregado

Para este ensayo se tomó dos muestras de agregado, de $\frac{3}{4}$ y $\frac{3}{8}$, después de pesada la muestra en estado superficie saturada seca; se coloca la misma en el interior de la canastilla metálica por 15 minutos aproximadamente y se toma el peso sumergido en agua a $25 \pm 1^\circ\text{C}$ en el tanque de inmersión.



Figura 44. Muestra de agregado grueso sumergido en el tanque de inmersión

3.2.4.3. Ecuaciones y cálculos

$$\text{Densidad relativa (SH)} = \left(\frac{A}{B - C} \right)$$

$$\text{Densidad relativa (SSS)} = \left(\frac{B}{B - C} \right)$$

$$\text{Densidad relativa aparente} = \left(\frac{A}{A - C} \right)$$

$$\text{Absorción del agua \%} = \left(\frac{B - A}{A} \right) * 100$$

Dónde:

A = Peso de la muestra secada al horno

B = Peso de la muestra superficialmente seca

C = Peso de la muestra sumergida

Tabla 16.

Gravedad específica del agregado grueso.

Gravedad específica y absorción del agregado grueso		
A	Peso de la muestra secada al horno (gr)	2073,00
B	Peso de la muestra superficialmente seca (gr)	2146,10
C	Peso de la muestra sumergida (gr)	1307,00
SH	Gravedad específica Bulk	2,471
SSS	Gravedad específica saturada	2,558
	Gravedad específica aparente	2,706
	% Absorción	3,53%

3.2.5. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Fino (INEN_856)

El peso específico aparente es la relación entre el peso al aire del sólido y el peso del agua correspondiente a su volumen aparente. Este ensayo tiene como objetivo determinar la densidad, la densidad relativa y la absorción del agregado fino

Este método de ensayo es utilizado para determinar la densidad de una porción sólida y representar el valor promedio de la muestra. Los valores de

absorción se usan para determinar los cambios en la masa del árido debido a la cantidad de agua absorbida por los poros de las partículas del agregado.

3.2.5.1. Materiales y equipos

- Horno capaz de mantener una temperatura constante de 110° C
- Balanza con precisión de ± 0.1 gr.
- Picnómetro o matraz aforado
- Tamiz No.4
- Embudo
- Bandeja
- Recipientes metálicos

3.2.5.2. Procedimiento

Se obtiene alrededor de 1200 gr de agregado fino (pasante del tamiz No. 4) como indica la Figura 45, el 50 % de este material (500 ± 10 gr), será utilizado para determinar la absorción del agregado. Se lava la muestra de impurezas minerales y se seca al horno a una temperatura constante de $110 \pm 10^\circ\text{C}$ hasta que se obtiene una masa constante.



Figura 45. Muestra de material fino

Una vez que la muestra se enfría, se sumerge la misma en agua durante 24 ± 4 horas a temperatura ambiente. Después de este periodo de

inmersión, se escurre el agua (tener cuidado en que no se pierda el material más fino).

Luego de esto la bandeja con la muestra se deja secar al ambiente, se recomienda un lugar donde llegue el sol, se debe agitar y controlar constantemente para que se seque uniformemente.

Para la determinación de la densidad del árido se utilizó el método gravimétrico el cual se detalla a continuación:

Introducir el material (500 ± 10 gr) en el picnómetro (Figura 46) y añadir agua hasta aproximadamente un 90% de su capacidad, para la eliminación de burbujas de aire se somete el picnómetro a una bomba de vacíos alrededor de 10 minutos o hasta que se observe que no salga aire.



Figura 46. Muestra de material fino en el picnómetro.

Finalmente, se saca todo el material del picnómetro con el mayor cuidado para no perder nada de muestra, se seca al horno a una temperatura constante de $110\text{ }^{\circ}\text{C}$ hasta obtener un peso constante, el cual se utilizara para los respectivos cálculos.

3.2.5.3. Ecuaciones y cálculos

$$\text{Densidad relativa seca al horno (SH)} = \frac{A}{B + S - C}$$

$$\text{Densidad relativa en condición saturada superficialmente seca (SSS)} = \frac{S}{B + S - C}$$

$$\text{Densidad relativa aparente} = \frac{A}{B + A - C}$$

$$\text{Absorción, \%} = \frac{(S - A)}{A} \times 100$$

Dónde:

A = Masa de la muestra seca al horno

B = Masa del picnómetro lleno con agua, hasta la marca de calibración.

C = Masa del picnómetro lleno con muestra y agua, hasta la marca de calibración.

S = Masa de la muestra saturada superficialmente seca.

Tabla 17.

Gravedad específica del agregado fino.

Gravedad específica y absorción del agregado fino		
A	Masa de la muestra seca al horno (gr)	478,80
B	Masa del picnómetro lleno con agua, hasta la marca de calibración (gr)	1218,00
C	Masa del picnómetro lleno con muestra y agua, hasta la marca de calibración	1516,70
S	Masa de la muestra saturada superficialmente seca	500,30
SH	Gravedad específica bulk	2,375
SSS	Gravedad específica saturada	2,482
	Gravedad específica aparente	2,659
	Absorción (%)	4,49%

3.2.6. Determinación del contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables (INEN_698)

Esta norma establece el método de ensayo para obtener de manera aproximada el contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables en el agregado grueso.

3.2.6.1. Materiales y equipos

- Balanza con precisión de ± 0.1 gr.
- Tamices.
- Horno.
- Agua destilada.
- Bandeja.
- Recipientes metálicos.

3.2.6.2. Procedimiento

Para el agregado grueso se debe separar las muestras de ensayo en diferentes tamaños utilizando los siguientes tamices: 4.75 mm (No. 4), 9.5 mm (3/8"), 19.0 mm (3/4") Y 37.5 mm (1 1/2"). La muestra de ensayo debe tener una masa no inferior a la indicada en la siguiente tabla:

Tabla 18.

Cantidad de muestra para el ensayo.

Tamaño de las partículas que forman parte de la muestra de ensayo	Masa de la muestra de ensayo, mínimo (gr)
4.75 mm a 9.5 mm (No. 4 a 3/8")	1000
9,5 mm a 19,0 mm (3/8" a 3/4")	2000
19,0 mm a 37,5 mm (3/4" a 1 1/2")	3000
Sobre 37,5 mm (1 1/2")	5000

Fuente: (INEN_698, 2010)

Debido a que nuestro agregado fue obtenido en una cantera en la que existían bandas transportadoras y el tamaño elegido para el proyecto fue de

un tamaño de $3/8''$ y $3/4''$ entonces tomamos como masa mínima de la muestra alrededor de 2000 gr.

Una vez pesada la muestra se extiende de manera uniforme dentro de un recipiente o una bandeja y cubrirla con agua destilada por alrededor de 24 ± 4 horas.



Figura 47. Preparación de la muestra.

Luego de esto rodar y apretar las partículas de manera individual entre el pulgar y el dedo índice para tratar de desprender los terrones de arcillas y las partículas desmenuzables del agregado grueso (no usar las uñas o una superficie dura).



Figura 48. Izq.- desintegración de partículas manualmente; Der.- tamizado de la muestra.

Una vez que todos los terrones de arcilla y las partículas desmenuzables perceptibles se han roto o despegado del agregado, separar los detritos de la muestra mediante tamizado. Debido que el agregado corresponde a un

tamaño nominal de 3/8" a 3/4" se toma el tamiz No. 4 y se procede a realizar el tamizado, pasando agua a través del tamiz hasta que el material más pequeño sea eliminado.

Por ultimo retirar con cuidado el material retenido en el tamiz, secar hasta obtener una masa constante a una temperatura de 110 °C ± 5 °C, dejar enfriar y determinar la masa de la muestra de ensayo.

3.2.6.3. Ecuaciones y cálculos

$$P = \frac{M - R}{M} \cdot 100$$

Dónde:

P = Porcentaje de terrones de arcilla y partículas desmenuzables

M = Masa de la muestra de ensayo

R = Masa de las partículas retenidas en el tamiz estipulado

Tabla 19.

Cálculo del porcentaje de partículas desmenuzables.

Contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables		
M	Masa de la muestra de ensayo	2000,00
R	Masa de las partículas retenidas en el tamiz estipulado	1989,80
P	Porcentaje de terrones de arcilla y partículas desmenuzables	0,51%

3.3. ENSAYOS EN EL ASFALTO

En el Ecuador las especificaciones técnicas del ligante asfáltico que se usa en mezclas asfálticas las determina el MTOP (Ministerio de Transportes y Obras Públicas), el mismo que determina los requisitos que deben cumplir los asfaltos y productos asfálticos que se aplican en trabajos de pavimentación. Cabe mencionar que el único asfalto que se produce en nuestro país es del tipo AC-20 y las especificaciones serán dirigidas para el mismo. Las especificaciones técnicas son exigencias de calidad que se

establecen mediante procedimientos estipulados, los cuales sirven para evaluar las propiedades requeridas y estimar el comportamiento del asfalto.

Los ensayos necesarios que se realizan para comprobar las propiedades de un ligante asfáltico son:

- Penetración, 25°C, 100g, 5seg (1/10mm)
- Punto de ablandamiento
- Ductilidad (cm)
- Punto de inflamación (°C)
- Gravedad específica

El asfalto obtenido en planta primero fue mezclado con el aditivo seleccionado para esta investigación.

3.3.1. Mezcla del asfalto con aditivo Kaoamin 14

Antes de iniciar con los ensayos en el asfalto fue necesario realizar la mezcla con el aditivo seleccionado con la dosis correspondiente para garantizar la cohesión entre los agregados y el asfalto.

El primer paso para realizar la polimerización entre el asfalto y el aditivo es calentar el asfalto virgen, hasta que alcance una viscosidad fluida que permita su traspaso a otro recipiente, esto se logra colocando el asfalto en un horno a 110° C (230° F).



Figura 49. Horno de temperatura y pesado del asfalto.

Una vez que el asfalto ha alcanzado la viscosidad deseada, se pesaron 600 g de asfalto en un recipiente apto para resistir altas temperaturas. Se adaptó una broca especial en un taladro que permita ajustar las revoluciones, y se colocó en pedestal con las seguridades respectivas, Figura 50.



Figura 50. Izq.- Peso del asfalto virgen; Der.- Equipo de mezclado.

Luego, siguiendo las recomendaciones del fabricante del aditivo se midió la cantidad necesaria para ser mezclada con el asfalto. La ficha técnica aconseja un 0.5 y 1 % del peso del asfalto a mezclar, el porcentaje de aditivo fue un valor intermedio a la especificación 0.75 %. La cantidad de asfalto fue de 600 g lo que indica 4.5 g de aditivo (5.10 ml), usando una jeringa de 10 ml se extrajo el aditivo del recipiente para facilitar su colocación (KAOAMIN_14, 2016).



Figura 51. Izq.- Jeringa con aditivo; Der.- Colocación de aditivo en el asfalto virgen.

Finalmente, controlando la temperatura (140°C) mientras se mezcla el asfalto como muestra la Figura 52, se coloca el aditivo poco a poco, mientras el asfalto está siendo mezclado, este periodo de mezcla debe durar mínimo 10 min evitando cualquier sobrecalentamiento que dañe el asfalto.



Figura 52. Control de temperatura y la velocidad de mezclado.

Una vez completado el tiempo de mezcla se deja enfriar el asfalto por mínimo 10 min, posterior a esto puede ser usado para realizar los ensayos pertinentes para determinar sus características reológicas.

3.3.2. Penetración (INEN_917)

Este ensayo permite obtener la dureza o la consistencia del asfalto, la misma que queda expresada por la distancia vertical que atraviesa una aguja normada, que cae libremente sobre una muestra calentada anteriormente en baño maría a una cierta temperatura.

La prueba se realiza con la muestra a una temperatura de 25°C , con una carga de 100 gramos durante 5 segundos de aplicación. Dependiendo de las características del asfalto, cuanto más blando sea este mayor será la penetración.

3.3.2.1. Equipos y materiales

- Asfalto AC-20 con aditivo.

- Horno.
- Penetrómetro para asfalto.
- Contador eléctrico
- Aguja de penetración, vástago y peso.
- Recipientes metálicos cilíndricos y con fondo plano (Diámetro= 55 mm, altura= 35 mm).
- Termómetro.
- Máquina para baño maría.

3.3.2.2. Procedimiento

Se calienta el asfalto en el horno, teniendo precaución de no exceder una temperatura de 140 °C para no cambiar las propiedades y características del material.

Se vierte el asfalto precalentado y fluido en los recipientes con cuidado de no ingresar burbujas de aire y hasta a una altura que no se desborde y se pueda ingresar la aguja en el asfalto, luego se deja enfriar la muestra por alrededor de una hora y media a una temperatura ambiente.

Se debe precalentar previamente el baño maría a una temperatura de 25 °C, luego que la muestra se ha enfriado a una temperatura ambiente, se introduce la misma al baño maría hasta que adquiera una temperatura de 25 °C.

Una vez la muestra haya adquirido la temperatura previamente establecida, se saca la misma del baño dentro de un recipiente que contenga agua y guarde la temperatura y se procede a realizar el ensayo.



Figura 53. Medida de la temperatura previa al ensayo.

Se coloca la muestra en la equipo, se precisa la aguja y la carga de 50 gr (en conjunto todo el equipo suma 100 gramos), se programa el contador para 5 segundos.

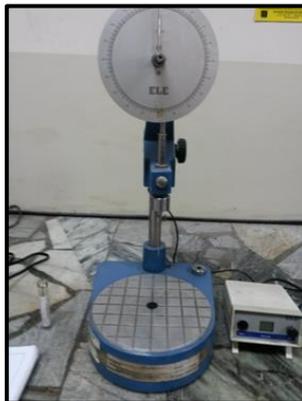


Figura 54. Máquina de penetración.

Se acerca la aguja desplazando el vástago del equipo, hasta que la misma tope la superficie de la muestra (sin penetrar), se encera el marcador y se aplica la carga. Por último, se lee y anota la distancia expresada en decimas de milímetros en el equipo.

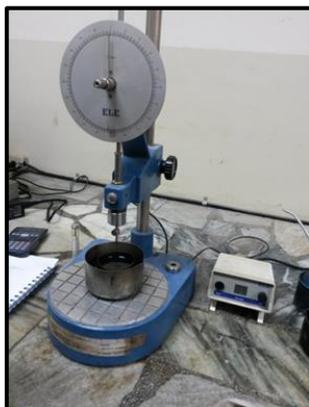


Figura 55. Penetración en muestra de asfalto.

Se debe realizar al menos 3 penetraciones por cada recipiente con muestra, en distintos puntos de la superficie (evitar hacer penetraciones en el centro); y cada punto debe estar separado 10 mm uno del otro.

3.3.2.3. Cálculos

Tabla 20.

Determinación del valor de la penetración en el asfalto.

Lectura mm/10	M1	M2
1	83	96,5
2	92	77
3	89	96
4	81	93
5	68	77
6	75	55
7	68	50
8	52	51
Promedio	76,00	74,44
Total	75,22	

3.3.3. Punto de ablandamiento (INEN_920)

Se define como reblandecimiento a la temperatura a la cual la muestra de un material bituminoso (cemento asfáltico), se deforma debido a que se aplica el peso de una esfera metálica sobre la misma, además del incremento de temperatura dentro de un medio acuoso; y dicha esfera cae sobre el fondo del aparato de ensayo situado a una pulgada (2.54 cm).

El ensayo permite obtener de manera indirecta la consistencia y la temperatura de viscosidad en condiciones específicas. Con el ensayo de penetración a una temperatura de 25 ° C, se puede obtener el índice de penetración, mediante este valor se puede determinar cuan susceptible es el asfalto que se ensayó.

3.3.3.1. Equipos y materiales

- Asfalto AC-20 con aditivo.
- Horno.
- Dos anillos de bronce
- Guías de centrado
- Matraz de precipitado de 1000 ml.
- Agua
- Esferas metálicas (Peso: 3.5 gr y diámetro: 9.53 mm)
- Base de montaje para anillos de bronce
- Mechero de gas y soporte
- Hielo
- Cronómetro
- Termómetro

3.3.3.2. Procedimiento

Calentar el asfalto en el horno a una temperatura de 110 °, hasta que el mismo se encuentre fluido, para poder verterlo con un ligero exceso dentro de los anillos de bronce, los cuales previamente fueron calentados a la temperatura del asfalto.



Figura 56. Anillos de bronce con muestra de asfalto.

La placa sobre la que se ponen los anillos, y se vierte el asfalto, debe tener una capa de aceite para evitar que el asfalto se adhiera a la misma, se deja enfriar por al menos 30 minutos a temperatura ambiente.

Una vez que las muestras se encuentren a temperatura ambiente, se monta el equipo, colocando los anillos con el asfalto y las guías con las esferas sobre los anillos dentro del vaso de precipitación, el mismo debe ser llenado con agua destilada a una altura entre 101.6 y 108 mm, y también se debe añadir hielo.

Con el termómetro digital se debe controlar que la temperatura del agua permanezca estable dentro de $5 \pm 2^\circ \text{C}$ por alrededor de 15 minutos.

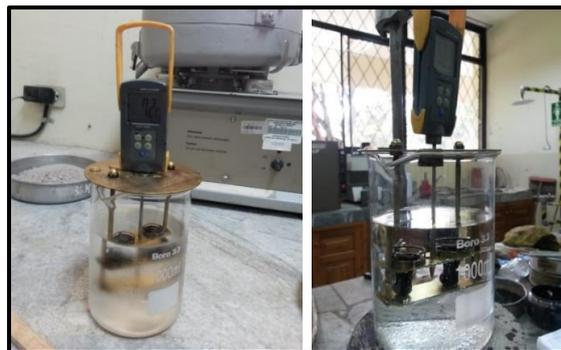


Figura 57. Vaso de precipitación con muestra de asfalto previo al ensayo; Der.- Muestras de asfalto después del ensayo.

Luego de esto se calienta el vaso de precipitación que contiene las muestras con un mechero de manera pausada, hasta que la temperatura se eleve de manera gradual en $5^\circ \text{C}/\text{minuto}$. Se anota la temperatura marcada

en el termómetro en el momento en que cada esfera rodeada de asfalto toca el fono de la placa de bronce

3.3.3.3. Resultados

Tabla 21.

Determinación de la temperatura de ablandamiento.

Esferas de acero	1	2
Temperatura (° C)	50,3 ° C	51 ° C
Promedio	50,65 ° C	

3.3.4. Índice de penetración (INV_E_724)

Este valor se calcula a partir de los resultados obtenidos de los ensayos de penetración en mm/10 a 25 °C, 100 g de carga, un tiempo de 5 segundos y del punto de ablandamiento dado en °C. Este índice nos indica la susceptibilidad del asfalto a la temperatura dada y permite identificar el comportamiento del mismo una vez que se ha añadido el aditivo.

3.3.4.1. Ecuaciones y cálculos

El cálculo del índice de Penetración IP se calcula de la siguiente manera:

$$A = 50 \left[\frac{\log 800 - \log Pen}{Treb - 25} \right]$$

$$IP = \frac{20 - 10 * A}{A + 1}$$

Tabla 22.

Resultados de penetración y reblandecimiento.

Ensayo	Resultado
Penetración	72.22 mm/10
Punto de reblandecimiento	50.65 ° C

Reemplazando los valores tenemos:

$$A = 50 \left[\frac{\log 800 - 72.22}{50.65 - 25} \right] = 2.036$$

$$IP = \frac{20 - 10 * 2.036}{2.036 + 1} = -0.119$$

Según la normativa INV_E_724 (2007), el índice de penetración en función del IP indica tres tipos de cementos asfálticos, de forma general:

- 1) IP > +1: Son cementos asfálticos con poca susceptibilidad a la temperatura, la mayoría de los asfaltos oxidados están en este grupo.
- 2) IP < -1: Cementos asfálticos con mayor susceptibilidad a la temperatura; ricos en resinas y con comportamiento algo viscoso.
- 3) IP entre +1 y -1: Características intermedias entre los dos anteriores; pertenecen a este grupo la mayoría de los cementos asfálticos que se utilizan en la construcción de carreteras.

3.3.5. Ductilidad (INEN_916)

Este ensayo permite determinar la ductilidad del asfalto, midiendo la distancia que se alarga la muestra antes de la ruptura, cuando se le estira a una temperatura ya una velocidad específica.

3.3.5.1. Equipos y materiales

- Molde de bronce
- Asfalto AC-20 con aditivo.
- Baño de Agua
- Máquina de ensayo de ductilidad.
- Horno.
- Grasa para los moldes
- Agua a una temperatura de 25 °C.

- Espátula.

3.3.5.2. Procedimiento

Calentar la muestra en el horno a una temperatura de 110 °C hasta que este fluida y verter sobre los moldes, los cuales anteriormente debieron estar engrasados y apoyados sobre una superficie plana para que las muestras no se distorsionen, ni se desprendan al momento de realizar el ensayo.

Dejar que la muestra se enfríe a temperatura ambiente durante 35 ± 5 minutos, luego con una espátula caliente retirar el exceso de material para que las muestras queden al ras con el molde.



Figura 58. Molde con muestra de asfalto previo al ensayo.

Previamente en el equipo ingresar agua y calentarla a una temperatura de 25 °C, revisando para que la misma se mantenga constante, una vez que se estabilizo la temperatura del agua colocar la muestra, la misma debe sumergirse al menos 2.5 cm, dejar reposar por al menos 90 ± 5 minutos hasta que la temperatura de la muestra se estabilice.



Figura 59. Izq.- Muestras colocadas en máquina para ductilidad; Der.- Control de la temperatura de ensayo.

Inmediatamente remover la muestra de la placa, separar los lados del molde y ensayar la muestra. Fijar los anillos de cada extremo de los sujetadores en los ganchos de la máquina de ensayo y separar los dos sujetadores a una velocidad de 50 mm/minuto, hasta que la briqueta se rompa.

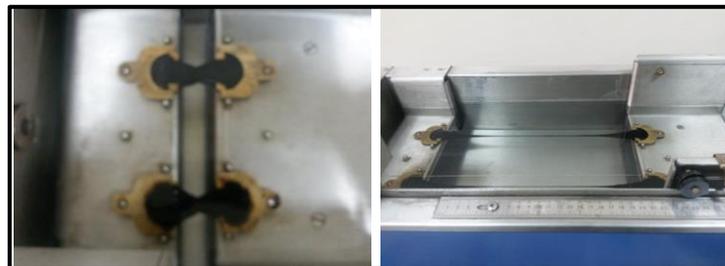


Figura 60. Izq.- Remoción de las muestras de la placa; Der.- Ensayo de ductilidad en proceso.

Por último, medir la distancia que recorre la agarradera móvil hasta producir la rotura, obteniendo de esta manera la ductilidad, en centímetros.



Figura 61. Izq. Finalización del ensayo de ductilidad; Der.- Medición en centímetros de la ductilidad del asfalto.

3.3.5.3. Resultados

Tabla 23.

Resultados ensayo de ductilidad.

DUCTILIDAD EN EL ASFALTO		
MUESTRA	1	2
Distancia recorrida (cm)	125 cm	115 cm
Promedio	120 cm	

3.3.6. Punto de inflamación (ASTM D92)

Con este ensayo se determina la temperatura más baja a la cual las partículas volátiles del asfalto se separan y se evidencia un destello de flama; por su parte el punto de combustión se registra al producirse una flama con una duración la cual no sea menor a 5 segundos.

3.3.6.1. Equipos y materiales

- Asfalto AC-20 con aditivo.
- Horno con capacidad de mantener una temperatura constante de 110° C.
- Copa abierta de Cleveland.
- Termómetro digital.
- Mechero de gas.
- Soporte.
- Guantes.

3.3.6.2. Procedimiento

Se deja calentar el asfalto con el aditivo en el horno a una temperatura constante de 110°C, hasta que el mismo tenga una consistencia fluida, se vierte en la copa Cleveland hasta la altura que está marcada, se coloca en el soporte la copa y con el mechero se procede a dar calor.



Figura 3. 1 Izq.- Vertido del asfalto en la copa Cleveland; Der.- Instalación de mechero y soporte.

Anteriormente se debió calibrar el mechero para que el mismo de un incremento de temperatura de 14 a 17°C por minuto, hasta una temperatura aproximada de 56°C menor al punto de inflamación, alrededor de 230°C, posteriormente se reduce el flujo calórico con un decremento de 5 a 6 °C en un minuto, en ese momento con el mechero auxiliar se procede a pasar lentamente por encima de la copa Cleveland que contiene la muestra, cada vez la temperatura se incrementa en 2 °C.



Figura 62. Paso de mechero por la superficie del asfalto.

El punto de inflamación constituye la lectura en el termómetro, cuando se presenta una llama en cualquier punto de la superficie de la muestra. No se debe confundir la llama verdadera con el halo azulado que rodea la llama de ensayo.

3.3.6.3. Resultados

Tabla 24.

Punto de inflamación.

Ensayo	Temperatura ° C
Pto. De inflamación	283
Pto. De combustión	298

3.3.7. Gravedad específica del asfalto (ASTM D70)

En esta investigación se utilizó el asfalto AC-20, entonces es necesario conocer la gravedad específica, la misma puede variar de manera no muy significativa dependiendo del tipo de almacenaje y a la temperatura a la que se encuentra.

La gravedad específica es la relación del peso de un volumen de asfalto y el peso del mismo volumen de agua, ambos a una temperatura de 25 °C.

3.3.7.1. Equipos y materiales

- Horno.
- Picnómetro con tapón de vidrio de 25 ml.
- Baño de agua a 25 ± 1 °C en recipiente de aluminio.
- Termómetro digital.
- Balanza con precisión de ± 0.1 gr.

3.3.7.2. Procedimiento

Pesar el picnómetro perfectamente limpio con el tapón de vidrio y anotar el resultado.



Figura 63. Picnómetro y control de temperatura.

Calibrar el picnómetro llevándolo a baño en agua a una temperatura de 25 °C, hasta que el mismo este totalmente sumergido (liberando el cuello); verter agua destilada a una altura donde empieza el cuello del picnómetro y colocar la tapa del picnómetro cuidando de no ingresar aire, y se deja reposar al menos 30 minutos hasta que el conjunto alcance una temperatura estable de 25 °C. Después retirar del baño y se seca el exceso de agua de la parte exterior, pesar y anotar el resultado

Luego de esto se calienta el asfalto en el horno a una temperatura de 110 °C, hasta que el mismo este con una viscosidad fluida. Verter el asfalto dentro del picnómetro seco, alrededor de 1/3 de la capacidad del mismo, sin

tocar ni las paredes ni el cuello y evitando la formación de las burbujas de aire.



Figura 64. Picnómetro con asfalto.

Dejar enfriar el picnómetro y el asfalto hasta obtener una temperatura ambiente, de inmediato pesar el picnómetro con el asfalto y el tapón. Se lleva el picnómetro con el asfalto y agua destilada a un baño de agua a 25°C, se coloca el tapón evitando ingresar burbujas de aire y se deja reposar por 30 minutos hasta que el conjunto tenga una temperatura estable, se retira el picnómetro se quita el exceso de agua y se toma el peso.



Figura 65. Control de temperatura y peso final del ensayo.

3.3.7.3. Cálculos

$$\textit{Gravedad específica} = \frac{(C - A)}{(B - A) - (D - C)}$$

Dónde:

A=Peso del picnómetro + tapón

B=Peso del picnómetro + agua destilada + tapón

C=Peso del picnómetro + asfalto + tapón

D=Peso del picnómetro + asfalto + agua destilada + tapón

Tabla 25.

Cálculo de la gravedad específica del asfalto.

Gravedad específica del asfalto		
A	Peso del picnómetro + tapón (gr)	16,3
B	Peso del picnómetro + agua destilada + tapón (gr)	41,6
C	Peso del picnómetro + asfalto + tapón (gr)	25,2
D	Peso del picnómetro + asfalto + agua destilada + tapón (gr)	41,6
Y	Gravedad Específica (gr/cm³)	1,0

3.4. ELABORACIÓN DE BRIQUETAS

El proceso para preparar las muestras de mezcla drenante, consiste en la fabricación de probetas cilíndricas de 101.6 ± 0.1 mm de diámetro y 63.5 ± 2.5 mm de altura, en este caso la cantidad total de muestra será de 1000 g a diferencia de las muestras para mezclas densas que su peso es de 1200 g para este objetivo se pesa sucesivamente las fracciones de cada tipo de agregado hasta obtener la cantidad requerida.

3.4.1. Preparación de la mezcla

Las cantidades de agregado necesarias se pesan por separado y secan en un horno, hasta que tengan un peso constante, posteriormente se combinan para obtener la granulometría real proyectada.



Figura 66. Fracción individual de agregados.

Luego se calienta la dosificación de agregados en un horno, a una temperatura de 120 a 130° C, de igual forma el material ligante, asfalto, debe ser calentado hasta que tenga una viscosidad que permita un fácil mezclado con los agregados.



Figura 67. Muestra de agregados y asfalto en el horno.

Una vez que todos los componentes han alcanzado una temperatura adecuada (120 - 130° C), se colocan un recipiente más grande para facilitar la colocación del asfalto, según la cantidad requerida en relación al peso, y el posterior mezclado.



Figura 68. Vertido del asfalto en los agregados.

Ahora, controlando la temperatura de mezclado (130 a 140° C), se lleva la muestra a la estufa, hasta obtener una masa homogénea y cubierta totalmente. Durante este proceso es importante mantener una temperatura adecuada, debido a que si se excede del rango recomendado el asfalto pierde sus características lo que afectara los resultados.



Figura 69. Izq.- Mezclado de material; Der.- Control de temperatura de mezclado.

3.4.2. Compactación de la muestra

Para realizar el proceso de compactación es necesario calentar los moldes para compactación a una temperatura ente 95 a 150° C, las dimensiones de los moldes y el martillo de compactación están dados en la normativa ASTM D 1559, o su equivalente en la especificación INV_E_748 (2007). Antes de colocar la muestra en los moldes, estos deben estar engrasados y se debe colocar un papel cubierto de aceite, para evitar que la mezcla se pegue al molde.

Aunque, como ya se mencionó anteriormente, el proceso de diseño de las mezclas drenantes sigue un camino parecido al de las mezclas densas, aquí se marca la diferencia en el procedimiento puesto que para las mezclas densas se utiliza 75 golpes por cara, para las mezclas drenantes se compactara con 50 golpes por cada cara como indica la especificación INV_E_760 (2007), *Caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo Cántabro de pérdida por desgaste.*



Figura 72. Inversión de la briqueta para compactación por ambas caras.

Finalmente, se saca el molde del equipo de compactación y se dejan enfriar por un periodo de 12 horas, para posteriormente ser desmoldadas con el extractor de muestras.



Figura 73. a) Briquetas de mezcla drenante en proceso de enfriamiento; b) Briqueta extraída del molde.

3.5. ENSAYOS EN LAS BRIQUETAS

Para definir el porcentaje óptimo de diseño en una mezcla drenante, se debe realizar algunos análisis en las briquetas fabricadas con diferentes porcentajes de asfalto, con el fin de obtener resultados que garanticen un buen diseño se elaboró 4 series de 10 briquetas cada una, con cada contenido de asfalto, los ensayos que deben realizarse son:

- Análisis de vacíos.
- Densidad Bulk.
- Densidad RICE.
- Ensayo de Permeabilidad.
- Ensayo Marshall.
- Ensayo del Cántabro seco y húmedo.

Adicionalmente, una vez que se determinó el porcentaje óptimo de asfalto, se fabricaron 20 briquetas que servirán para determinar el efecto de los cambios de temperatura en las mezclas drenantes, se utilizaron diferentes compuestos químicos para analizar su comportamiento, los ensayos que se realizaron fueron los siguientes:

- Ensayo de desgaste con nitrógeno líquido sin inmersión en agua.
- Ensayo de desgaste con nitrógeno líquido con inmersión en agua.
- Prueba de desgaste con Carboximetilcelulosa (CMC o CH₂-COOH).
- Prueba de desgaste con aceite de vaselina.

Además, conocer el deterioro del asfalto en acción de clima también es importante, en especial en este tipo de mezclas que son poco conocidas en el país, por esta razón también se fabricaron 6 briquetas para realizar el ensayo de envejecimiento en mezclas asfálticas.

Finalmente, aunque no forma parte de esta investigación, se elaboró 6 muestra de mezcla drenante con forma rectangular, que servirán como base para conocer los beneficios de los pavimentos porosos como ayuda a disminuir la contaminación mediante el uso del dióxido de titanio. Este tema se tratara brevemente en el Capítulo 4 y solo la base teórica con el fin de que sea un punto de partida para futuras investigaciones.

Todos los ensayos mencionados se describen a continuación de manera detallada, mostrando todo el proceso y ejemplos de los cálculos realizados.

3.5.1. Análisis de vacíos

El porcentaje de vacíos la mezcla drenante se calculó siguiendo el procedimiento indicado en la norma INV_E_736 (2007), en esta normativa se describe a una mezcla abierta como, una mezcla asfáltica que tiene un porcentaje de vacíos mayor al 10 %, después de ser compactada. En este caso se espera obtener un porcentaje de vacíos de entre el 20 y 25%.

3.5.1.1. Gravedad específica Bulk

Para el caso de las mezclas abiertas, la densidad Bulk se calcula de manera diferente al procedimiento de las mezclas densas. Se determina la densidad Bulk a partir de su masa (g) y su volumen (cm³).

$$Densidad = \frac{masa}{volumen}$$

Se mide la altura y diámetro de la briqueta en 4 sitios diferentes con precisión y se calcula el promedio de cada medición, con los valores promedio de altura y diámetro se calcula el volumen de la briqueta.



Figura 74. Toma de medidas y peso a briquetas de mezcla drenante.

Ahora, para transformar la densidad Bulk en gravedad específica Bulk, se debe dividir para el peso específico del agua a 25° C (0.99707 g/cm³).

$$G_{eb} = \frac{\text{Densidad bulk}}{0.99707 \text{ gr/cm}^3}$$

A efecto de demostración, a continuación se indica un ejemplo del cálculo realizado en todas las briquetas.

Ejemplo:

Briqueta D1, 4% de contenido de asfalto

Peso = 1025.80 g

$d_{\text{promedio}} = 10.1275 \text{ cm}$

$h_{\text{promedio}} = 6.7475 \text{ cm}$

Se calcula el volumen:

$$\text{Volumen} = \frac{\pi d^2}{4} h$$

$$\text{Volumen} = \frac{\pi(10.1275)^2}{4} 6.7475$$

$$\text{Volumen} = 543.547 \text{ cm}^3$$

La densidad es:

$$\text{Densidad} = \frac{1025.80 \text{ g}}{543.547 \text{ cm}^3}$$

$$\text{Densidad} = 1.887 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

Entonces, la gravedad específica Bulk (G_{eb}) se calcula al dividir para el peso específico del agua a 25° C que es 0.99707 g/cm³.

$$G_{eb} = \frac{1.887 \frac{g}{cm^3}}{0.99707 \frac{g}{cm^3}}$$

$$G_{eb} = 1.893$$

Como el proceso de cálculo es similar en todas las briquetas, se presenta las tablas con todas las mediciones, pesos y cálculos realizados. También se indica en que ensayo se utilizó cada briketa a fin de identificar los resultados posteriormente.

Tabla 26.

Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4% de asfalto.

MEZCLA ASFALTICA AL 4%								
INV E - 736 - 07								
BRIQUETA 1								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D1	h1	6.75	d1	10.11	1025.80	543.547	1.887	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.80	d2	10.12	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.75	d3	10.13				
	h4	6.69	d4	10.15	1.893			
	PROMEDIO	6.7475	PROMEDIO	10.1275				
BRIQUETA 2								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D2	h1	6.70	d1	10.14	1031.40	546.167	1.888	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.80	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.75	d3	10.15				
	h4	6.75	d4	10.15	1.894			
	PROMEDIO	6.75	PROMEDIO	10.15				
BRIQUETA 3								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D3	h1	6.72	d1	10.14	1026.50	543.270	1.889	CANTABRO SECO
	h2	6.71	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.75	d3	10.15				
	h4	6.69	d4	10.14	1.895			
	PROMEDIO	6.7175	PROMEDIO	10.1475				

CONTINUA →

BRIQUETA 4								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D4	h1	6.72	d1	10.17	1030.30	543.805	1.895	CANTABRO SECO
	h2	6.74	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.70	d3	10.15				
	h4	6.71	d4	10.14	1.900			
	PROMEDIO	6.7175	PROMEDIO	10.1525				
BRIQUETA 5								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D5	h1	6.80	d1	10.14	1029.80	544.149	1.892	MARSHALL
	h2	6.75	d2	10.12	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.67	d3	10.16				
	h4	6.72	d4	10.15	1.898			
	PROMEDIO	6.735	PROMEDIO	10.1425				
BRIQUETA 6								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D6	h1	6.78	d1	10.14	1031.30	543.410	1.898	MARSHALL
	h2	6.69	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.71	d3	10.12				
	h4	6.75	d4	10.14	1.903			
	PROMEDIO	6.7325	PROMEDIO	10.1375				
BRIQUETA 7								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D7	h1	6.85	d1	10.13	1036.50	553.571	1.872	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.90	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.78	d3	10.14				
	h4	6.89	d4	10.15	1.878			
	PROMEDIO	6.855	PROMEDIO	10.14				
BRIQUETA 8								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D8	h1	6.78	d1	10.12	1029.30	546.301	1.884	MARSHALL
	h2	6.81	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.74	d3	10.20				
	h4	6.65	d4	10.15	1.890			
	PROMEDIO	6.745	PROMEDIO	10.155				
BRIQUETA 9								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D9	h1	6.75	d1	10.11	1030.70	540.989	1.905	CANTABRO SECO
	h2	6.69	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.67	d3	10.15				
	h4	6.70	d4	10.14	1.911			
	PROMEDIO	6.7025	PROMEDIO	10.1375				

CONTINUA →

BRIQUETA 10								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D10	h1	6.74	d1	10.12	1029.00	544.149	1.891	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.72	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.73	d3	10.16				
	h4	6.75	d4	10.14	1.897			
	PROMEDIO	6.735	PROMEDIO	10.1425				

Tabla 27.

Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4.3 % de asfalto.

MEZCLA ASFALTICA AL 4.3%								
INV E - 736 - 07								
BRIQUETA 1								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D1	h1	6.69	d1	10.16	1036.70	543.603	1.907	CANTABRO SECO
	h2	6.70	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.75	d3	10.16				
	h4	6.72	d4	10.14	1.913			
	PROMEDIO	6.715	PROMEDIO	10.1525				
BRIQUETA 2								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D2	h1	6.66	d1	10.12	1036.10	539.619	1.920	CANTABRO SECO
	h2	6.69	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.62	d3	10.16				
	h4	6.68	d4	10.20	1.926			
	PROMEDIO	6.6625	PROMEDIO	10.155				
BRIQUETA 3								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D3	h1	6.65	d1	10.18	1033.40	542.966	1.903	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.63	d2	10.17	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.71	d3	10.14				
	h4	6.72	d4	10.21	1.909			
	PROMEDIO	6.6775	PROMEDIO	10.175				
BRIQUETA 4								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D4	h1	6.71	d1	10.16	1031.90	543.767	1.898	MARSHALL
	h2	6.65	d2	10.22	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.69	d3	10.19				
	h4	6.66	d4	10.16	1.903			
	PROMEDIO	6.6775	PROMEDIO	10.1825				

CONTINUA →

BRIQUETA 5								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D5	h1	6.75	d1	10.16	1039.10	541.277	1.920	CANTABRO SECO
	h2	6.60	d2	10.18	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.65	d3	10.19				
	h4	6.64	d4	10.16	1.925			
	PROMEDIO	6.66	PROMEDIO	10.1725				
BRIQUETA 6								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D6	h1	6.84	d1	10.16	1049.60	554.622	1.892	MARSHALL
	h2	6.76	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.81	d3	10.23				
	h4	6.86	d4	10.16	1.898			
	PROMEDIO	6.8175	PROMEDIO	10.1775				
BRIQUETA 7								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D7	h1	6.62	d1	10.15	1035.40	543.373	1.906	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.72	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.70	d3	10.18				
	h4	6.69	d4	10.22	1.911			
	PROMEDIO	6.6825	PROMEDIO	10.175				
BRIQUETA 8								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D8	h1	6.69	d1	10.18	1036.30	540.695	1.917	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.66	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.66	d3	10.12				
	h4	6.68	d4	10.17	1.922			
	PROMEDIO	6.6725	PROMEDIO	10.1575				
BRIQUETA 9								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D9	h1	6.67	d1	10.24	1038.30	543.678	1.910	MARSHALL
	h2	6.60	d2	10.19	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.64	d3	10.21				
	h4	6.60	d4	10.24	1.915			
	PROMEDIO	6.6275	PROMEDIO	10.22				
BRIQUETA 10								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D10	h1	6.76	d1	10.14	1039.10	545.763	1.904	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.69	d2	10.18	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.79	d3	10.15				
	h4	6.74	d4	10.13	1.922			
	PROMEDIO	6.745	PROMEDIO	10.15				

Tabla 28.

Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4.5 % de asfalto.

MEZCLA ASFALTICA AL 4.5%								
INV E - 736 – 07								
BRIQUETA 1								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D1	h1	6.76	d1	10.13	1045.00	550.958	1.897	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.82	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.85	d3	10.16				
	h4	6.78	d4	10.17	1.902			
	PROMEDIO	6.8025	PROMEDIO	10.155				
BRIQUETA 2								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D2	h1	6.64	d1	10.13	1032.20	539.099	1.915	CANTABRO SECO
	h2	6.72	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.68	d3	10.14				
	h4	6.65	d4	10.14	1.920			
	PROMEDIO	6.6725	PROMEDIO	10.1425				
BRIQUETA 3								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D3	h1	6.72	d1	10.16	1037.60	543.209	1.910	MARSHALL
	h2	6.75	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.71	d3	10.11				
	h4	6.74	d4	10.14	1.916			
	PROMEDIO	6.73	PROMEDIO	10.1375				
BRIQUETA 4								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D4	h1	6.61	d1	10.15	1030.70	535.882	1.923	MARSHALL
	h2	6.65	d2	10.12	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.63	d3	10.13				
	h4	6.68	d4	10.14	1.929			
	PROMEDIO	6.6425	PROMEDIO	10.135				
BRIQUETA 5								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D5	h1	6.71	d1	10.13	1031.80	540.448	1.909	CANTABRO SECO
	h2	6.66	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.74	d3	10.14				
	h4	6.66	d4	10.15	1.915			
	PROMEDIO	6.6925	PROMEDIO	10.14				

CONTINUA →

BRIQUETA 6								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D6	h1	6.65	d1	10.15	1035.60	535.833	1.933	CANTABRO SECO
	h2	6.60	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.61	d3	10.18				
	h4	6.59	d4	10.16	1.938			
	PROMEDIO	6.6125	PROMEDIO	10.1575				
BRIQUETA 7								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D7	h1	6.83	d1	10.14	1038.00	546.034	1.901	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.73	d2	10.13	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.72	d3	10.14				
	h4	6.78	d4	10.14	1.907			
	PROMEDIO	6.765	PROMEDIO	10.1375				
BRIQUETA 8								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D8	h1	6.78	d1	10.16	1036.20	545.898	1.898	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.74	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.71	d3	10.12				
	h4	6.77	d4	10.17	1.904			
	PROMEDIO	6.75	PROMEDIO	10.1475				
BRIQUETA 9								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D9	h1	6.75	d1	10.15	1034.70	543.472	1.904	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.69	d2	10.13	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.70	d3	10.15				
	h4	6.74	d4	10.16	1.909			
	PROMEDIO	6.72	PROMEDIO	10.1475				
BRIQUETA 10								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D10	h1	6.70	d1	10.14	1038.50	539.897	1.924	MARSHALL
	h2	6.67	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.68	d3	10.15				
	h4	6.64	d4	10.16	1.909			
	PROMEDIO	6.6725	PROMEDIO	10.15				

Tabla 29.

Mediciones y cálculos en mezcla drenante al 4.5 % de asfalto.

MEZCLA ASFALTICA AL 5%								
INV E - 736 – 07								
BRIQUETA 1								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D1	h1	6.75	d1	10.23	1033.30	551.211	1.875	CANTABRO SECO
	h2	6.80	d2	10.24	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.69	d3	10.19				
	h4	6.69	d4	10.18	1.880			
	PROMEDIO	6.7325	PROMEDIO	10.21				
BRIQUETA 2								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D2	h1	6.64	d1	10.16	1041.70	533.889	1.951	CANTABRO SECO
	h2	6.60	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.53	d3	10.16				
	h4	6.61	d4	10.15	1.957			
	PROMEDIO	6.595	PROMEDIO	10.1525				
BRIQUETA 3								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D3	h1	6.47	d1	10.15	1037.80	526.660	1.971	MARSHALL
	h2	6.50	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.50	d3	10.16				
	h4	6.54	d4	10.15	1.976			
	PROMEDIO	6.5025	PROMEDIO	10.155				
BRIQUETA 4								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D4	h1	6.64	d1	10.15	1038.60	533.724	1.946	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.56	d2	10.18	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.52	d3	10.17				
	h4	6.60	d4	10.15	1.952			
	PROMEDIO	6.58	PROMEDIO	10.1625				
BRIQUETA 5								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D5	h1	6.58	d1	10.17	1030.50	534.617	1.928	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.62	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.60	d3	10.16				
	h4	6.59	d4	10.15	1.933			
	PROMEDIO	6.5975	PROMEDIO	10.1575				

CONTINUA →

BRIQUETA 6								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D6	h1	6.50	d1	10.15	1039.60	528.135	1.968	MARSHALL
	h2	6.59	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.46	d3	10.16				
	h4	6.52	d4	10.18	1.974			
	PROMEDIO	6.5175	PROMEDIO	10.1575				
BRIQUETA 7								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D7	h1	6.49	d1	10.14	1039.90	524.644	1.982	CANTABRO SECO
	h2	6.46	d2	10.14	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.54	d3	10.12				
	h4	6.51	d4	10.15	1.988			
	PROMEDIO	6.5	PROMEDIO	10.1375				
BRIQUETA 8								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D8	h1	6.75	d1	10.14	1040.10	543.863	1.912	MARSHALL
	h2	6.66	d2	10.15	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.67	d3	10.15				
	h4	6.74	d4	10.21	1.918			
	PROMEDIO	6.705	PROMEDIO	10.1625				
BRIQUETA 9								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D9	h1	6.63	d1	10.24	1034.20	544.394	1.900	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.62	d2	10.19	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.68	d3	10.19				
	h4	6.68	d4	10.21	1.905			
	PROMEDIO	6.6525	PROMEDIO	10.2075				
BRIQUETA 10								
COD.	ALTURAS (cm)		DIÁMETROS (cm)		PESO SECO	VOLUMEN	DENSIDAD	ENSAYO
D10	h1	6.58	d1	10.15	1041.70	535.833	1.944	CANTABRO HÚMEDO
	h2	6.60	d2	10.16	GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK			
	h3	6.63	d3	10.16				
	h4	6.64	d4	10.16	1.950			
	PROMEDIO	6.6125	PROMEDIO	10.1575				

3.5.1.2. Gravedad específica máxima teórica – RICE (ASTM_D_2041)

La gravedad específica máxima teórica o RICE se calcula en una muestra suelta, se define como la relación entre la masa de un volumen de mezcla sin compactar y la masa de un volumen igual de agua a una

temperatura establecida, sin considerar los vacíos que existen entre las partículas cubiertas de asfalto.

Para realizar el ensayo se calienta las briquetas hasta una temperatura a la cual las partículas sean desprendibles manualmente, evitando fracturar el agregado, luego se obtiene un peso de 1227.5 g de la mezcla, este peso es designado como A.



Figura 75. Muestra de mezcla drenante sin compactar.

Luego se coloca la muestra en un picnómetro, se cubre la muestra con agua a 25° C como se muestra en la Figura 76, ahora se lleva el picnómetro con la muestra y agua a la máquina de vacíos, se coloca el tapón y se extrae el aire atrapado en los poros de la mezcla, este proceso debe realizarse en una superficie plana por un periodo de 10 minutos.



Figura 76. Picnómetro con muestra en la máquina de vacíos.

Una vez que se extrajo el aire atrapado en la muestra, se procede a llenar completamente el picnómetro con agua destilada a 25° C,

cuidadosamente para que el aire no vuelva a introducirse en la mezcla, finalmente se seca el exterior del picnómetro y se registra su peso.



Figura 77. Toma del peso del picnómetro + muestra + agua.

Se calcula la gravedad específica máxima teórica de la siguiente manera:

$$Gem = \frac{A}{A + D - E}$$

Dónde:

A = peso de la muestra seca en el horno, g.

D = peso del recipiente lleno con agua a 25° C (77° F), g.

E = peso del recipiente lleno con agua y muestra a 25° C (77° F), g.

A continuación, se presenta los resultados de los cálculos realizados para cada serie de mezcla con diferente contenido de asfalto, así mismo, en la primera columna de cada tabla se indica la forma de calcular la gravedad RICE con los datos tomados durante el ensayo.

Tabla 30.

Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 4% de asfalto.

GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA DE MEZCLAS BITUMINOSAS		
ASTM D 2041		
4% DE ASFALTO		
A	PESO DE LA MUESTRA EN EL AIRE	1227.5
D	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA	2704.1
E	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA	3433.1
A(SSS) = A + D - E	PESO DE MUESTRA CON SUPERFICIE SATURADA SECA	498.5
Gem= A/(A(SSS))	GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA	2.462

Tabla 31.

Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 4.3% de asfalto.

GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA DE MEZCLAS BITUMINOSAS		
ASTM D 2041		
4.3% DE ASFALTO		
A	PESO DE LA MUESTRA EN EL AIRE	1227.5
D	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA	2704.1
E	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA	3428.9
A(SSS) = A + D - E	PESO DE MUESTRA CON SUPERFICIE SATURADA SECA	502.7
Gem= A/(A(SSS))	GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA	2.442

Tabla 32.

Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 4.5% de asfalto.

GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA DE MEZCLAS BITUMINOSAS		
ASTM D 2041		
4.5% DE ASFALTO		
A	PESO DE LA MUESTRA EN EL AIRE	1227.5
D	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA	2704.1
E	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA	3421.1
A(SSS) = A + D - E	PESO DE MUESTRA CON SUPERFICIE SATURADA SECA	510.5
Gem= A/(A(SSS))	GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA	2.405

Tabla 33.

Cálculo de la gravedad específica máxima teórica para 5.0% de asfalto.

GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA DE MEZCLAS BITUMINOSAS		
ASTM D 2041		
5% DE ASFALTO		
A	PESO DE LA MUESTRA EN EL AIRE	1227.5
D	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA	2704.1
E	PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA	3415.8
A(SSS) = A + D - E	PESO DE MUESTRA CON SUPERFICIE SATURADA SECA	515.8
G_{em} = A/(A(SSS))	GRAVEDAD ESPECIFICA MAXIMA TEORICA	2.380

3.5.1.3. Cálculo de vacíos

El porcentaje de vacíos se calcula con los valores de la gravedad específica bulk y la gravedad específica máxima teórica, para cada contenido de asfáltico.

Para calcular el porcentaje de vacíos se utiliza la siguiente expresión:

$$Va = 100 \left(1 - \frac{G_{eb}}{G_{em}} \right)$$

Dónde:

Va = % de vacíos de aire en la mezcla compactada respecto al volumen de la briqueta.

G_{eb} = Gravedad específica bulk.

G_{em} = Gravedad específica máxima teórica.

Ejemplo:

Continuando con el ejemplo anterior, se calcula el porcentaje de vacíos para una briqueta con 4.0% de contenido asfáltico, entonces:

$$G_{em} = 1.893$$

$$G_{eb} = 2.462$$

$$Va = 100 \left(1 - \frac{1.893}{2.462} \right)$$

$$Va = 23.13 \%$$

Se calcula de forma similar para las demás briquetas con distinto porcentaje de asfalto, en la Tabla 3.26-29 se muestra los resultados.

Tabla 34.

Porcentaje de vacíos para briquetas con 4.0% de asfalto.

PORCENTAJE DE VACÍOS 4.0% DE ASFALTO			
INV E-736-07			
COD.	DENS. BULK	DENS.RICE	%VACIOS
D1	1,893	2,462	23,13
D2	1,894		23,08
D3	1,895		23,04
D4	1,900		22,83
D5	1,898		22,92
D6	1,903		22,70
D7	1,878		23,74
D8	1,890		23,26
D9	1,911		22,40
D10	1,897		22,98
PROMEDIO			23,01

Tabla 35.

Porcentaje de vacíos para briquetas con 4.3% de asfalto.

PORCENTAJE DE VACÍOS 4.3% DE ASFALTO			
INV E-736-07			
COD.	DENS. BULK	DENS.RICE	%VACIOS
D1	1,913	2,442	21,67
D2	1,926		21,14
D3	1,909		21,83
D4	1,903		22,06
D5	1,925		21,15
D6	1,898		22,27
D7	1,911		21,73
D8	1,922		21,28
D9	1,915		21,56
D10	1,910		21,80
PROMEDIO			21,65

Tabla 36.

Porcentaje de vacíos para briquetas con 4.3% de asfalto.

PORCENTAJE DE VACÍOS 4.5% DE ASFALTO			
INV E-736-07			
COD.	DENS. BULK	DENS.RICE	%VACIOS
D1	1,902	2,405	20,89
D2	1,920		20,14
D3	1,916		20,33
D4	1,929		19,77
D5	1,915		20,37
D6	1,938		19,39
D7	1,907		20,71
D8	1,904		20,83
D9	1,909		20,59
D10	1,929		19,77
PROMEDIO			20,28

Tabla 37.

Porcentaje de vacíos para briquetas con 5.0% de asfalto.

PORCENTAJE DE VACÍOS 5.0% DE ASFALTO			
INV E-736-07			
COD.	DENS. BULK	DENS.RICE	%VACIOS
D1	1,880	2,380	21,00
D2	1,957		17,77
D3	1,976		16,95
D4	1,952		17,99
D5	1,933		18,77
D6	1,974		17,04
D7	1,988		16,47
D8	1,918		19,40
D9	1,905		19,94
D10	1,950		18,07
PROMEDIO			18,34

3.5.2. Prueba de permeabilidad

En la normativa colombiana INVIAS se da como tópico la verificación de algunas características para garantizar que la mezcla asfáltica sea drenante, aunque no existe un ensayo en sí, en esta normativa, para realizar esta prueba, se puede ejecutar un proceso complementario a fin de comprobar

que los poros de la mezcla se encuentren interconectados y cumpla su función principal de ser drenante.



Figura 78. Vertido de 100 ml de agua sobre una briqueta de mezcla drenante.

La prueba es muy sencilla de realizar, la normativa establece que se debe colocar 100 ml de agua sobre la briqueta previamente humedecida, y se toma el tiempo que el agua tarda en atravesar la muestra, este tiempo no debe ser mayor a 15 segundos.



Figura 79. Filtración de agua en mezcla drenante.

Para evitar escurrimiento del agua por los costados de la briqueta esta prueba se realiza aún con la muestra dentro del molde Marshall. Las lecturas de tiempo que se tomaron en las briquetas para distintos contenidos de asfalto se muestran en la Tabla 38.

Tabla 38.
Resultados de prueba de permeabilidad.

% asfalto	Temperatura Agua (° C)	Tiempo de escurrimiento (s)
4,0	20	8,01
4,3	21	9,04
4,5	20	10,11
5,0	22	13,31

3.5.3. Ensayo del Cántabro seco

El proceso para realizar este ensayo está especificado en la normativa INV_E_760 (2007), “*Caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cántabro de pérdida por desgaste*”, este ensayo ayuda a valorar de manera directa la cohesión, trabazón y resistencia a la disgregación de las mezclas, ante efectos de la abrasión y succión originados por la acción del tráfico.

El ensayo consiste en determinar el peso de cada briqueta con una precisión de 0.1 g y se registra este valor como P_1 , en general la temperatura a la que se realice el ensayo debe estar entre 15 y 30° C.



Figura 80. Toma del peso de una briqueta de mezcla drenante.

Una vez registrado el peso de la briqueta, esta se introduce en el bombo de la máquina de los Ángeles y se la hace girar, sin carga abrasiva (bolas de acero), 300 revoluciones a una velocidad de 30 a 33 rpm.



Figura 81. Colocación de briqueta en máquina de los Ángeles.

Para completar el ensayo se retira la briqueta de la máquina y se procede a tomar su peso nuevamente, con una aproximación de 0.1 g, este peso se registra como P_2 .



Figura 82. Toma del peso de la briqueta después del ensayo.

El cálculo de la pérdida por desgaste se realiza a cada briqueta ensayada, utilizando la siguiente expresión:

$$P = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \cdot 100$$

Dónde:

P = valor de la pérdida por desgaste, en %.

P_1 = peso inicial de la briqueta, en gramos.

P_2 = peso final de la briqueta, en gramos.

Ejemplo:

Briqueta D3 con 4.0% de asfalto.

$$P_1 = 1026.50 \text{ g}$$

$$P_2 = 796.00 \text{ g}$$

$$P = \frac{1026.50 - 796.00}{1026.50} \cdot 100$$

$$P = 22.45 \%$$

El proceso es similar para todas las briquetas elaboradas con diferentes porcentajes de asfalto, a continuación se muestra la tabla resumen de los cálculos realizados.

Tabla 39.

Perdidas por desgaste en mezclas asfálticas (Ensayo Cántabro Seco).

ENSAYO DEL CÁNTABRO SECO				
INV E-760				
4% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D3	1026.50	796.00	22.45 %	18.42 %
D4	1030.30	836.70	18.79 %	
D9	1030.70	886.40	14.00 %	
4.3% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D1	1036.70	893.60	13.80 %	19.62 %
D2	1036.10	849.10	18.05 %	
D5	1039.10	758.60	26.99 %	
4.5% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D2	1032.20	937.80	9.15 %	11.39 %
D5	1031.80	886.50	14.08 %	
D6	1035.60	922.40	10.93 %	

CONTINUA →

5% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D1	1033.30	953.10	7.76 %	7.93 %
D2	1041.70	955.50	8.27 %	
D7	1039.90	959.20	7.76 %	

3.5.4. Ensayo del Cántabro húmedo

Además, se deberá comprobar la adhesividad entre el agregado y el material ligante, para obtener una caracterización de la mezcla en presencia del agua. El proceso es similar al del Cántabro Seco, la diferencia radica en la inmersión de las briquetas en agua previa a ser introducidas en el bombo de la máquina de los Ángeles.

Las briquetas deben ser sumergidas en agua a una temperatura constante de $60 \pm 1^\circ \text{C}$, por un periodo de 24 horas.



Figura 83. Briquetas de mezcla drenante sumergidas en agua.

Una vez cumplido el tiempo de inmersión, se saca las briquetas del agua y se deja reposar por un periodo de 24 horas, hasta que alcancen una temperatura de 20 a 25°C .

A partir de este punto el proceso del ensayo es idéntico al anteriormente descrito, Ensayo del Cántabro Seco, se deben pesar las briquetas antes y después del ensayo, posteriormente se calcula el porcentaje de desgaste que sufrió la briketa, ante el efecto del agua.



Figura 84. Registro del peso una briqueta después del Ensayo Húmedo.

El proceso de cálculo es idéntico también al del cántabro seco, razón por la cual solo se presentan la tabla con los resultados obtenidos.

Tabla 40.

Resultados del ensayo Cántabro húmedo.

CÁNTABRO HÚMEDO				
INV E-760				
4% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D1	1025,80	826,30	19,45 %	29,36 %
D2	1031,40	457,40	55,65 %	
D7	1036,50	734,80	29,11 %	
D10	1029,00	892,80	13,24 %	
4.3% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D3	1033,40	933,50	9,67 %	22,76 %
D7	1035,40	924,60	10,70 %	
D8	1036,30	854,00	17,59 %	
D10	1039,10	487,60	53,07 %	
4.5% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D1	1045,00	844,80	19,16 %	21,95 %
D7	1038,00	539,40	48,03 %	
D8	1036,20	897,30	13,40 %	
D9	1034,70	960,30	7,19 %	

CONTINUA →

5% DE ASFALTO				
BRIQUETA	PESO INICIAL (g)	PESO FINAL (g)	DESGASTE (%)	PROMEDIO
D4	1038,60	920,50	11,37 %	17,95 %
D5	1030,50	892,40	13,40 %	
D9	1034,20	787,70	23,83 %	
D10	1041,70	800,20	23,18 %	

3.5.5. Ensayo Marshall (AASTHO_T_245)

Aunque para determinar el contenido óptimo de asfalto en las mezclas abiertas se utiliza el Método del Cántabro, también es importante conocer la resistencia (estabilidad) y la deformación (flujo) que tendrá la muestra ante la aplicación de una carga. Este ensayo generalmente se aplica en las mezclas densas, pero como una manera de verificar el trabajo realizado en esta investigación también se ejecutara en las mezclas abiertas.

El ensayo consiste en la determinar la estabilidad y flujo de una briqueta de mezcla asfáltica, mediante el uso de la prensa Marshall de por lo menos 3 briquetas por cada contenido de asfalto. Las muestras se someterán al ensayo de estabilidad y flujo, previo a ser colocadas en la prensa Marshall, las briquetas se someterán a un baño de agua de 30 a 40 minutos, la temperatura del baño a 60 ± 1 ° C ($140 \pm 1,8$ ° F).



Figura 85. Control de temperatura en muestras.

Se calienta las mordazas o sujetadores, donde ira montada la briqueta, usando un horno a una temperatura de 21.1 a 37.8 ° C (70 ° a 100 ° F). Las

barras de guía deberán estar completamente limpias y lubricadas de manera que la cabeza de prueba superior se deslice libremente sobre ellos.

Ahora, se retira la muestra del baño de agua y se coloca en el segmento inferior de la mordaza, se instala la mordaza superior sobre la muestra, todo este conjunto se coloca en la máquina de compresión, Figura 86. Ajustar el medidor de carga en cero y colocar el medidor de flujo en la barra de guía para medir la deformación (flujo).



Figura 86. Equipo Marshall para ensayo de estabilidad y flujo.

Se aplica la carga a la muestra con una velocidad constante de movimiento para el cabezal de máquina de ensayo de 2 "(50.8 mm) por minuto hasta que se alcanza la carga máxima. Cuando el medidor de carga se detiene, carga máxima, se debe retirar el medidor de flujo y tomar la lectura, se registra ambos valores.

El tiempo transcurrido para la prueba, desde la retirada de la muestra del baño de agua a la determinación de carga máxima no deberá exceder de 30 segundos.

A continuación se presenta en la Tabla 41 un resumen de los resultados del ensayo Marshall, los cálculos completos se muestran en el ANEXO A.

Tabla 41.
Resumen de resultados Ensayo Marshall.

CA %	Geb Prom.	% de Vacíos			Estabilidad Prom. [lb]	Flujo Prom. [1/100"]
		Mezcla (%)	VAM (%)	VFA (%)		
4.0 %	1.897	22.959	28.972	20.754	1527.594	14.333
4.3 %	1.900	22.190	29.084	23.705	1483.835	13.667
4.5 %	1.919	20.191	28.524	29.213	1449.591	15.333
5.0 %	1.936	18.643	28.263	34.039	1419.418	15.667

3.5.6. Desgaste con nitrógeno líquido

Este ensayo permite simular el desgaste que sufre una briqueta de mezcla asfáltica porosa bajo condiciones de temperatura extrema, estos ensayos solo se realizaron a briquetas de mezcla drenante con el contenido óptimo de asfalto (4.3%), que se indicara en el Capítulo 4.

Para este ensayo se utiliza nitrógeno líquido, el cual debe estar almacenado dentro de un termo criogénico, el mismo alcanza una temperatura de -195.8°C a la presión de 1 atmosfera, al tratarse de un material nocivo para la salud es necesario el uso de equipo adecuado como guantes aislantes, mascarilla, protección ocular, pantalones y camisa que cubran todo el cuerpo (LINDE, 2012).

Además, para medir las temperaturas demasiadas bajas se requiere el uso de un termómetro especial llamado Termocupla del tipo K, que es una unión de dos metales distintos como el cromel, que es una aleación de Ni-Cr, y el alumel, que es una aleación de Ni-Al. Tienen un rango de temperatura de -200°C a $+1372^{\circ}\text{C}$ y una sensibilidad $41\ \mu\text{V}/^{\circ}\text{C}$ aproximadamente. Posee buena resistencia a la oxidación (Arian, 2010).

Los materiales necesarios para realizar este ensayo se indican a continuación:

- Termo criogénico con Nitrógeno líquido.
- Recipientes de aluminio.

- Briquetas de mezcla abierta o drenante.
- Termocupla tipo K.
- Compuesto orgánico carboximetilcelulosa o CMC.
- Aceite de vaselina
- Pinzas.
- Máquina de los Ángeles.
- Baño de Agua.
- Equipo de seguridad.
- Balanza.



Figura 87. Izq. Termocupla tipo K; Der.- Termo criogénico con nitrógeno líquido.

Se fabricaron 5 briquetas con el contenido óptimo de asfalto para cada proceso, los ensayos realizados se describen a continuación.

3.5.6.1. Sin inmersión en agua

Una vez lista, desmoldada y pesada en seco la briqueta; se procede a introducir la misma dentro del recipiente metálico, el cual a su vez debe estar sumergido dentro del baño de agua (esto permitirá que el nitrógeno líquido no se evapore de manera inmediata), a continuación se vierte el nitrógeno líquido teniendo precaución y utilizado todo el equipo de seguridad pertinente y controlando siempre la temperatura.



Figura 88. Muestras de mezcla drenante y equipo de seguridad para nitrógeno líquido.

Una vez que el nitrógeno ingreso a la briqueta, se toma la temperatura de la briqueta con la Termocupla tipo K, hasta obtener la deseada para realizar el ensayo; de igual manera para calentar la muestra a la temperatura deseada se ingresa la misma en el horno alrededor de 30 minutos hasta que se estabilice, en este caso se utilizó los siguientes rangos para los ensayos de desgaste:

Tabla 42.

Temperaturas en muestras para ensayo de desgaste.

Temperatura ° C	Método utilizado
-70	Nitrógeno líquido
-30	Nitrógeno líquido
0	Nitrógeno líquido
25	Temperatura ambiente
60	Horno de temperatura constante

Cuando la briqueta alcance la temperatura deseada se procede a ingresarla en la máquina de los Ángeles, para posteriormente medir el desgaste, de la misma manera que en el ensayo del cántabro se da 300 revoluciones completas a cada una de las muestras.

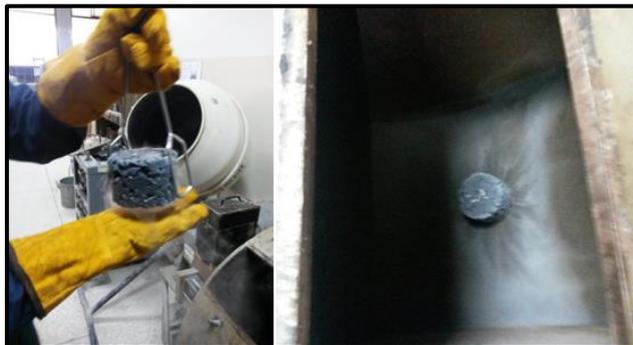


Figura 89. Izq.- Briqueta después de rociado de nitrógeno líquido - 70° C; Der.- Bombo de la máquina de los Ángeles con briqueta previo al ensayo.

Después que se completaron las 300 vueltas en la máquina de los Ángeles se procede a pesar la muestra y medir el desgaste de la misma.



Figura 90. Briqueta después del ensayo de desgaste.

Se registra los pesos inicial y final de las briquetas, y luego se calcula el porcentaje de desgaste, a continuación se muestra los resultados obtenidos:

Tabla 43.

Resultados del ensayo de desgaste sin presencia de agua.

Id.	Temperatura (° C)	Peso seco (g)	Peso después del ensayo (g)	Desgaste (%)
1'	-70	1042	0	100.00%
2	-30	1040.2	728.2	29.99%
3'	0	1027.5	758.3	26.20%
D2	25	1037.3	833.77	19.62%
D8	60	1036.05	749.93	27.62%

3.5.6.2. Con inmersión en agua

Para este proceso se utilizó un proceso de inmersión en agua de la muestra por alrededor de 5 segundos hasta que sus espacios vacíos se llenen, luego de transcurrido este tiempo se procede a introducirla dentro del recipiente metálico, el cual debe estar sumergido en el baño de agua (esto se realiza para evitar que el nitrógeno se evapore de manera inmediata); a continuación se debe verter el nitrógeno líquido sobre la briqueta hasta obtener la temperatura deseada.



Figura 91. Inmersión de briqueta en agua



Figura 92. Vertido de nitrógeno líquido sobre la muestra.

Una vez la muestra ha adquirido la temperatura deseada, se procede a realizar el mismo proceso de la muestra en seco en la máquina de los

Ángeles. Para este ensayo utilizamos los rangos de temperatura mostrados en la Tabla 44.

Tabla 44.

Temperaturas en muestras para ensayo de desgaste.

Temperatura ° C	Método utilizado
-25	Nitrógeno líquido
-10	Nitrógeno líquido
0	Nitrógeno líquido
25	Temperatura ambiente
60	Baño de agua

Una vez culminado en ensayo se procede a tomar el peso de la muestra, se mide el desgaste de la briqueta, los resultados se muestran en la Tabla 45:

Tabla 45.

Resultados del ensayo de desgaste sin presencia de agua.

Id.	Temperatura (°C)	Peso seco (g)	Peso después del ensayo (g)	Desgaste (%)
2'	-25	1048.40	810.40	22.70%
1	-10	1054.40	843.00	20.05%
3	0	1053.00	896.60	14.85%
s/i	25	1039.10	758.60	26.99%
s/i	60	1036.00	487.60	52.95%

3.5.6.3. Prueba de desgaste con Carboximetilcelulosa

La carboximetilcelulosa (CMC) es una sal soluble en agua. En grados comerciales crudos sin ningún refinamiento es emplearlo en detergentes, fluidos de perforación y en la industria papelera. En grados de pureza más altos se emplea como aditivo alimenticio. Por su carácter hidrofílico, tiene buenas propiedades para formar películas, alta viscosidad, comportamiento adhesivo, entre algunas otras características. La CMC se utiliza en la mayoría de las composiciones de cementos y materiales para la construcción debido a que actúa como estabilizador y agente hidrofílico (Acofarma, s.f).



Figura 93. Carboximetilcelulosa.

Se debe disolver 20 g de CMC en 1000 ml de agua, a partir de esta solución se procede a diluir 100 g de esta mezcla en 500 ml de agua, para que sea más fluida y pueda ingresar en los poros de la briqueta porosa.



Figura 94. Carboximetilcelulosa diluida en agua.

Posteriormente la briqueta se sumerge dentro de la solución, hasta que esta ingresa en los poros de la mezcla abierta.



Figura 95. Vertido del compuesto en la briqueta drenante.

Una vez la muestra se encuentra saturada del compuesto, se introduce la misma dentro de un recipiente metálico y a continuación se vierte nitrógeno líquido (utilizando el equipo de seguridad pertinente), mientras se controla la temperatura. Para el control de la temperatura se debe utilizar la termocupla tipo K; los rangos de temperatura utilizados son los siguientes:

Tabla 46.

Temperatura para ensayo de desgaste en briquetas con CMC.

Temperatura ° C	Método utilizado
-28	Nitrógeno líquido
-10	Nitrógeno líquido
0	Nitrógeno líquido
25	Temperatura ambiente
50	Horno

Con la briqueta a la temperatura requerida se procede a introducirla en la máquina de los Ángeles para medir el desgaste de la misma, siguiendo el proceso del método del Cántabro, se gira 300 revoluciones a cada una de las muestras.

Después de realizado el ensayo se pesa la muestra para medir el desgaste que sufrió.

Tabla 47.

Resultados del ensayo con CMC.

Id.	Temperatura (° C)	Peso seco (g)	Peso después del ensayo (g)	Desgaste (%)
1D	-28	1046	799	23,61%
3D	-10	1038,9	784,35	24,50%
5D	0	1035,3	805,36	22,21%
7D	25	1034,9	925,6	10,56%
3	50	1038,3	762,5	26,56%

3.5.6.4. Prueba de desgaste con Aceite de vaselina

El aceite de vaselina es una mezcla purificada de hidrocarburos saturados líquidos (C14-C18) e hidrocarburos cíclicos, obtenida por destilación del petróleo, es un líquido oleoso, incoloro, transparente,

desprovisto de fluorescencia a la luz del día. Prácticamente insoluble en agua y miscible con hidrocarburos (Acofarma, 2010).



Figura 96. Aceite de vaselina.

Para desarrollar el ensayo la briqueta se sumerge directamente dentro del aceite de vaselina, hasta que la misma esté totalmente cubierta y el compuesto ingrese a los poros de la mezcla abierta.

El procedimiento a partir de este punto es similar al descrito anteriormente con la CMC. Las temperaturas a las que se realizó el ensayo de desgaste fueron:

Tabla 48.

Temperatura para ensayo de desgaste con aceite de vaselina.

Temperatura ° C	Método utilizado
-10	Nitrógeno líquido
-5	Nitrógeno líquido
0	Nitrógeno líquido
25	Temperatura ambiente
70	Horno

Finalmente, se repite el proceso indicado para el ensayo Cántabro, se registra su peso inicial y final para posteriormente calcular el desgaste en porcentaje de la briqueta. Los resultados se muestran a continuación en la Tabla 49.

Tabla 49.

Resultados del ensayo con aceite de vaselina.

Id.	Temperatura (° C)	Peso seco (g)	Peso después del ensayo (g)	Desgaste (%)
1D	-10	1037,8	647,4	37,62%
3D	-5	1021,4	632,7	38,06%
5D	0	1028,3	631,4	38,60%
7D	25	1034,3	575,2	44,39%
1	70	1038,1	0	100,00%

3.5.7. Elaboración de muestras rectangulares

Se fabricaron muestras de mezcla drenante de forma rectangular, que pueden ser usadas en diferentes ensayos en otras investigaciones, a continuación se describe el procedimiento que se usó para lograr este objetivo.

Las dimensiones requeridas para las muestras fueron 15 cm por lado y 5 cm de altura, lo que significa un volumen de 1125.00 cm^3 , al no disponer de moldes de este tipo en el laboratorio se elaboraron en madera un total de 6 moldes, tratando que tengan las mismas características de manipulación que los moldes Marshall.

**Figura 97. Molde de madera para muestras de mezcla drenante.**

Teniendo en cuenta la dosificación necesaria para elaborar las briquetas cilíndricas con un peso de 1000 g y un volumen promedio de 540 cm^3 , se calculó las porciones de agregado necesarias para este caso, analizando los valores se determinó que la cantidad necesaria de agregado para la muestra

rectangular es prácticamente el doble que la necesaria para una briqueta cilíndrica, entonces las cantidades utilizadas fueron las siguientes:

Tabla 50.

Cantidades para muestras rectangulares.

Muestra de 2000 g	
Agregado	Cantidad (g)
3/4	520
3/8	1160
Arena	320
Asfalto con aditivo	86

De la misma manera que con las probetas cilíndricas, se siguió el procedimiento Marshall de mezcla y compactación, indicado en la sección 3.4 en este capítulo.



Figura 98. Engrasado de molde de madera y compactación de muestra.

El número de golpes que se debe aplicar a la muestra rectangular, para una buena compactación, se calculó a partir del número de golpes que se dio en una compactación normal, es decir 50 golpes, para una briqueta que tiene un área promedio de 80.91 cm² en cada cara.

Calculo:

$$\# \text{ golpes}_{\text{muestra rectangular}} = \frac{\text{Área}_{\text{molde rectangular}} * \# \text{ golpes}_{\text{briqueta}}}{\text{Área}_{\text{briqueta}}}$$

$$\# \text{ golpes}_{\text{muestra rectangular}} = \frac{225 \text{ cm}^2 * 50 \text{ golpes}}{80.91 \text{ cm}^2}$$

$$\# \text{ golpes}_{\text{muestra rectangular}} = 139.04 \text{ golpes}$$

Entonces se dedujo que para obtener una buena compactación se deben aplicar 139 golpes por cara a la muestra rectangular de mezcla drenante, para garantizar que la compactación sea la adecuada, se aseguró los moldes de madera con dos placas metálicas unidas por alambre galvanizado para evitar que la presión ejercida haga que la muestra se desborde.

Una vez que se concluyó la compactación, se deja enfriar la muestra por un periodo de 6 horas, para luego ser retiradas del molde.



Figura 99. Muestra rectangular con sujetadores, en periodo de enfriamiento, después de la compactación.



Figura 100. Muestra rectangular de mezcla drenante.

3.5.8. Ensayo de envejecimiento

Conocer la resistencia al envejecimiento del material bituminoso ante los efectos de los rayos ultravioletas y diferentes agentes atmosféricos (aire, agua, calor, entre otros), es una característica del asfalto que va directamente relacionada con su durabilidad. Entre más corto sea el tiempo en que un pavimento se oxide y envejezca, mayor será la rapidez con la que el asfalto se volverá frágil, con este efecto disminuye la resistencia a la acción abrasiva del tránsito vehicular (Miro Recasens, 1994).

El efecto del envejecimiento se puede replicar de manera acelerada en un laboratorio y en conjunto con el ensayo cántabro evaluar cómo afecta este proceso en la mezcla asfáltica. De esta manera se elabora una curva de pérdidas al cántabro – tiempo de envejecimiento, que se relaciona con el endurecimiento del asfalto. Un ejemplo de la forma que debería tener esta curva se puede apreciar en la Figura 101.

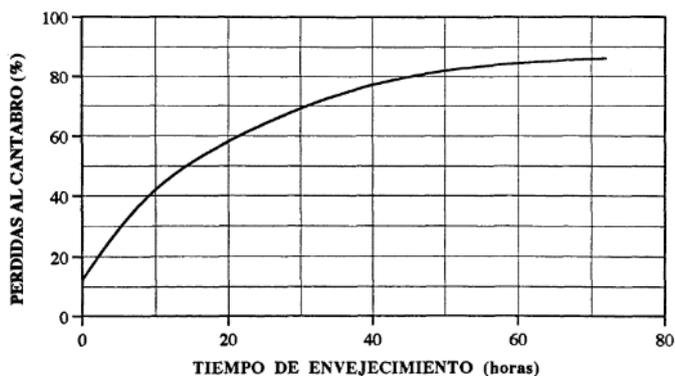


Figura 101. Ejemplo de curva % pérdidas vs. Tiempo de envejecimiento.

Fuente.- Miro Recasens (1994)

3.5.8.1. Método UCL[®] para medida del envejecimiento

En la Universidad Politécnica de Cataluña se han desarrollado varias metodologías para el análisis de los materiales bituminosos. Evaluar en particular el “factor envejecimiento”, mediante el método Universal de

Caracterización de Ligantes (UCL[®]), que se basa primordialmente en el ensayo Cántabro de abrasión por desgaste, permite conocer el comportamiento funcional que diferentes tipos de asfaltos brindan a mezclas con características granulométricas conocidas, esto se logra midiendo las pérdidas por disgregación debido a la pérdida de las propiedades cohesivas por causa del envejecimiento y de las condiciones térmicas extremas mientras se aplica cargas (Bianchetto, Miró Recasens, & Pérez Jiménez, 2006).

El método UCL[®] fue desarrollado por Pérez Jiménez y Miró Recasens, doctores de la Universidad Politécnica de Cataluña, a diferencia de los ensayos habituales para evaluar el factor de envejecimiento, como los ensayos de película delgada TFOT o RTFOT, que se basan en someter al asfalto a condiciones de deterioro similares al proceso de fabricación y determinar los cambios que sufre en sus propiedades físicas, estos métodos no permiten pronosticar adecuadamente el rendimiento del asfalto durante su etapa en servicio, pues la interacción árido-ligante y la influencia del relleno mineral y de otros eventuales aditivos alteran significativamente las cualidades de la fase bituminosa en el conjunto (Bianchetto et al., 2006; Miro Recasens, 1994).

Ahora, si analizamos detenidamente, cuando se incorpora el asfalto a la mezcla, este envuelve de manera uniforme al agregado, con la compactación se logra que el ligante asfáltico una el agregado entre sí, entonces en mezclas con una alta porosidad (> 20 %) se forma una fina película de asfalto que cubre a las partículas, lo que representa que una gran superficie estará expuesta al aire (Miro Recasens, 1994).

En conclusión, al ensayar las probetas de mezcla abierta sometidas a condiciones de envejecimiento acelerado, lo que se está haciendo es someter al asfalto a un proceso de envejecimiento en una fina película. La oxidación y endurecimiento que sufre el asfalto, harán que se vuelva frágil, significativamente disminuyendo su resistencia a la disgregación de la

mezcla. Finalmente, con el ensayo cántabro se puede medir las pérdidas por desgaste y calcular la mayor o menor sensibilidad del asfalto ante el efecto de envejecimiento (Miro Recasens, 1994).

3.5.8.2. Aplicación del método UCL[®]

Este ensayo se elaboró 6 briquetas de mezcla drenante con el contenido óptimo de asfalto, estas muestras fueron sometidas al proceso de envejecimiento acelerado, este proceso se logra sometiendo a las briquetas a una temperatura de 163° C durante diferentes periodos de tiempo (0, 5, 12, 24, 48 y 72 horas) a cada briqueta, para evitar que por acción de la elevada temperatura las briquetas se disgregaran, estas fueron calentadas dentro del mismo molde Marshall.



Figura 102. Briqueta de mezcla drenante en molde Marshall para ensayo de envejecimiento.

Luego de este tiempo se dejaron enfriar a una temperatura de 20 a 25 ° C y se mantienen en reposo por 12 horas, las briquetas fueron ensayadas a esta temperatura mediante la metodología cántabro.



Figura 103. Muestras en proceso de enfriamiento.



Figura 104. Briquetas envejecidas después del ensayo cántabro.

A continuación se muestra los las lecturas de los pesos tomados antes y después de ensayo y el cálculo del porcentaje de desgaste.

Tabla 51.

Ensayo de envejecimiento (Máquina de los Ángeles).

Identificación	Tiempo (horas)	Peso inicial (g)	Peso final (g)	Desgaste (%)
4	48	1023,00	601,30	41,22%
4'	24	1044,90	690,50	33,92%
12h	12	1034,90	774,90	25,12%
5h	5	1044,70	864,20	17,28%
1h	1	1041,20	880,20	15,46%
0h	0	1033,90	894,20	13,51%

CAPITULO 4: ANÁLISIS Y RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Una vez concluidos los ensayos en los materiales se pudo caracterizar el material de agregado proveniente de la Mina San Ramón, también se determinaron las propiedades de los componentes que formaron parte de la mezcla asfáltica. En esta sección se aborda los resultados obtenidos de los ensayos descritos en el Capítulo 3 de esta investigación.

La comparación de los resultados obtenidos en los ensayos, tanto en los materiales como en la mezcla drenante en sí, se realiza con las normativas MOP, INEN, INVIAS, NLT, ASTM y ASSTHO según los requerimientos.

4.1.1. Agregados

Para la caracterización de los agregados provenientes de la Mina San Ramón se realizaron una serie de ensayos, con esto se determinó que estos materiales eran aptos para ser usados en el diseño de una mezcla drenante, en la Tabla 52, se puede apreciar que los agregados cumplen con todos requerimientos establecidos.

Tabla 52.

Ensayos en los agregados de la Mina San Ramón.

MINA SAN RAMÓN				
ENSAYO	ESPECIFICACIÓN	ENSAYO	NORMA	OBSER.
Ensayo de abrasión (Máquina de los Ángeles)	40%	31,19%	INEN 861 / ASTM C 131	OK
Materiales deletéreos	< 1%	0,51%	INEN 698 / ASTM C 142	OK
Equivalente de arena	> 40%	72,67	ASTM D 2419	OK
Gravedad específica gruesos	N/A	2,471	INEN 857 / ASTM C 127	OK
Gravedad específica finos	N/A	2,375	INEN 856 / ASTM C 128	OK

* N/A: No Aplicable.

Para el caso del ensayo de abrasión, la normativa colombiana INVIAS, determina un valor máximo de desgaste del 25% para el agregado grueso que será usado en el diseño de mezclas drenantes, pero debido a que no existe en el país una normativa específica para este tipo de mezclas asfálticas y a que esta investigación trata de dar pautas para el diseño con materiales locales se acepta este valor ya que cumple con la especificación MOP-001-F (2002), sección 811.

4.1.2. Granulometría

En la normativa MOP-001-F (2002) existen 3 tipos de agregados A, B y C, los agregados obtenidos de la Mina San Ramón están dentro de la clasificación A.

Tabla 53.
Granulometrías para mezclas asfálticas.

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada			
	¾"	½"	3/8"	Nº4
1" (25.4 mm.)	100	--	--	--
¾" (19.0 mm.)	90 - 100	100	--	--
½" (12.7 mm.)	--	90 - 100	100	--
3/8" (9.50 mm.)	56 - 80	--	90 - 100	100
Nº 4 (4.75 mm.)	35 - 65	44 - 74	55 - 85	80 - 100
Nº 8 (2.36 mm.)	23 - 49	28 - 58	32 - 67	65 - 100
Nº 16 (1.18 mm.)	--	--	--	40 - 80
Nº 30 (0.60 mm.)	--	--	--	25 - 65
Nº 50 (0.30 mm.)	5 - 19	5 - 21	7 - 23	7 - 40
Nº 100 (0.15 mm.)	--	--	--	3 - 20
Nº 200 (0.075 mm.)	2 - 8	2 - 10	2 - 10	2 - 10

Fuente.- MOP-001-F (2002), tomo II, tabla 405 – 5.1

El material del tipo A se define como las partículas que forman el agregado grueso provienen de la trituración de roca. El agregado fino puede ser arena natural o material triturado y, de requerirse, se puede usar relleno mineral para cumplir con la graduación especificada (MOP-001-F, 2002).

En cualquiera de los casos los agregados deberán ser fragmentados limpios, sólidos y resistentes, con una buena uniformidad, libres de polvo, arcillas o cualquier material extraño.

4.1.2.1. Fórmula de trabajo

Una vez obtenidas las granulometrías individuales de cada fracción de agregado, se procede a combinarlas en un solo conjunto, para de esta manera obtener la fórmula de trabajo para elaborar mezclas drenantes. En la Tabla 54 se presentan las granulometrías obtenidas.

Tabla 54.
Mezcla granulométrica de agregados.

Granulometría para mezcla abierta – INVIAS Art. 453, tabla 453 – 4							
Tamiz	3/4	1/2	3/8	4	10	40	200
Abertura (mm)	19	12.5	9.5	4.75	2	0.425	0.075
Especificación	100	70	50	15	9	5	3
	100	100	75	32	20	12	7
Granulometría de los agregados							
Agregado 3/4"	100	8	2	1	0	0	0
Agregado 3/8"	100	100	79	9	4	4	3
Arena	100	100	100	100	88	33	13
Granulometría para elaborar briquetas							
Mezcla	100	76.08	62.34	21.48	16.4	7.6	3.82

La fórmula de trabajo establecida en el laboratorio se ajustó con los resultados de las pruebas realizadas durante la fase de experimentación.

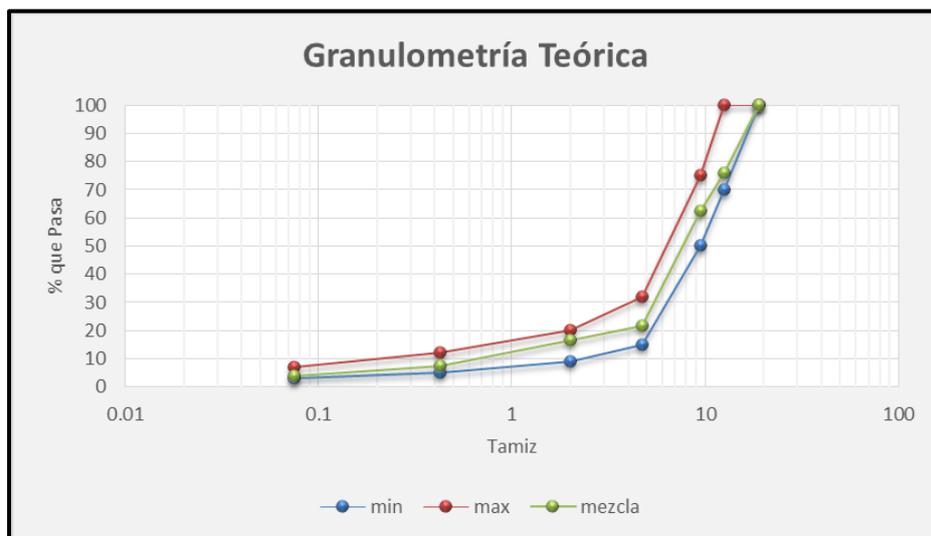


Figura 105. Curva de estabilización granulométrica teórica.

Para la elaboración de las briquetas de mezcla drenante, se utilizó las siguientes porciones de individuales de cada agregado:

Tabla 55.

Porciones de agregado para mezcla drenante.

BRIQUETA 1000 g.		
	% de agregado	Cantidad (g)
A (3/4")	26	260
B (3/8")	58	580
C (Arena)	16	160
	TOTAL	1000

Dónde:

A; Porción de agregado grueso pasante del tamiz de 3/4".

B; Porción de agregado grueso pasante del tamiz de 1/2".

C; Porción de agregado fino pasante del tamiz #4.

La cantidades indicadas en la Tabla 55 fueron las utilizadas para lograr la estabilización granulométrica real con la que se elaboró las briquetas de muestra.

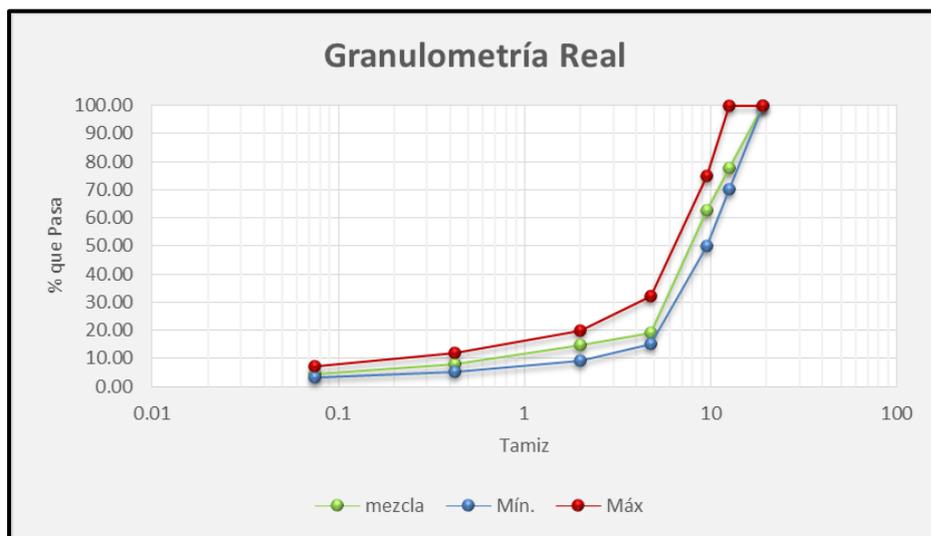


Figura 106. Curva de estabilización granulométrica real.

Como se puede apreciar en la Figura 106, la granulometría que se obtiene con los agregados de la Mina San Ramón, al ser mezclados en las proporciones indicadas en la Tabla 55, cumplen con el rango especificado en la normativa INVIAS y garantiza que se obtendrá una mezcla con un alto contenido de vacíos.

4.1.3. Asfalto

Con los ensayos realizados al material asfáltico se lo pudo caracterizar y verificar que cumpla con las condiciones establecidas por la normativa MOP-001-F (2002) para asfalto. Los resultados se muestran en la Tabla 56.

Tabla 56.

Resultados de ensayos en cemento asfáltico.

CEMENTO ASFÁLTICO + ADIT. KAOAMIN				
ENSAYO	VALOR ESPECIFICADO	VALOR OBTENIDO	NORMA	OBSER.
Penetración (1/10 mm)	60 Mín.	75.22	MOP 001-T810.2.2.2	OK
Ductilidad (cm)	> 100 cm	120.00	MOP 001-T810.2.2.3	OK
Punto de Reblandecimiento (° C)	48 - 57 ° C	50.65	MOP 001-T810.2.2.7	OK
Punto de Inflamación (° C)	232 Mín.	283.00	MOP 001-T810.2.2.5	OK
Punto de Combustión (° C)	N/A	298.00	ASTM D 113-99	OK
Gravedad Específica (g/cm ³)	>= 1	1.00	MOP 001-T810.2.2.1	OK

4.2. CONTENIDO ÓPTIMO DE ASFALTO

Los ensayos en que se realizaron en las briquetas de mezcla asfáltica drenante arrojaron los resultados mostrados en la Tabla 57, en base a estos valores se determinó el contenido óptimo de asfalto.

Tabla 57.

Resultados de los ensayos en mezclas drenantes.

RESUMEN DE RESULTADOS			
% Asfalto	% Vacíos	Desgaste Cántabro Seco	Desgaste Cántabro Húmedo
4.00 %	23.01 %	18.42 %	29.36 %
4.30 %	21.65 %	19.62 %	22.76 %
4.50 %	20.28 %	11.39 %	21.95 %
5.00 %	18.34 %	7.93 %	17.95 %

En la Figura 107 se puede observar la tabulación de los dato de la tabla anterior para una mejor comprensión, de esta manera se puede apreciar como varia el comportamiento de la mezcla dependiendo el contenido del asfalto.

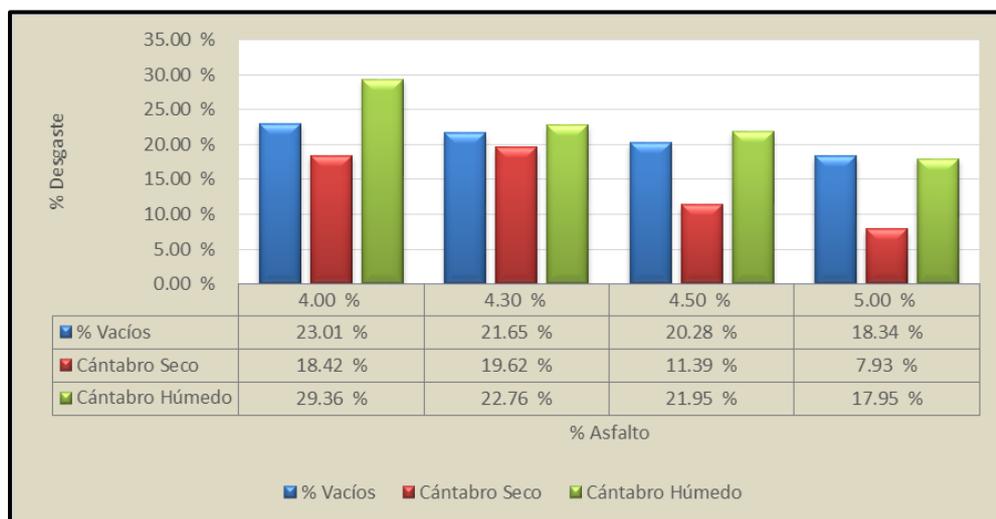


Figura 107. Gráfica de resumen de resultados.

El diseño de mezclas drenantes se basa en el contenido de vacíos y no en la estabilidad y flujo, como en las mezclas densas, entonces en base a este criterio se determinó el porcentaje óptimo de asfalto de diseño.

Tabla 58.
Porcentaje de vacíos.

% Asfalto	Rango INV E – 736 – 07	% Vacíos Obtenidos	Obser.
4.00 %	20 – 25%	23.01 %	OK
4.30 %	20 – 25%	21.65 %	OK
4.50 %	20 – 25%	20.28 %	OK
5.00 %	20 – 25%	18.34 %	NO CUMPLE

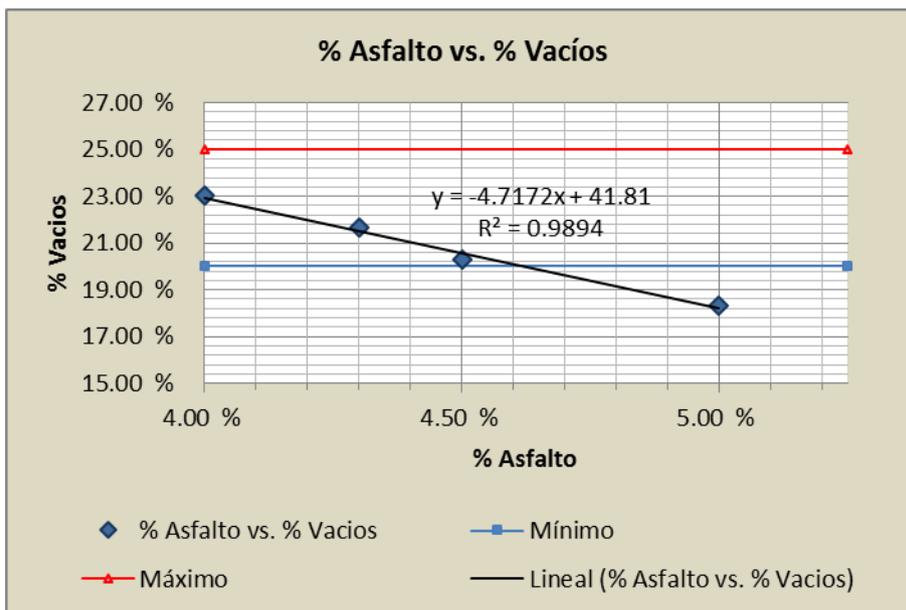


Figura 108. Porcentaje de vacíos en mezclas drenantes.

Ahora, partiendo del criterio establecido en las normativas INVIAS y NTL, el porcentaje de vacíos necesario para que se denomine a una mezcla asfáltica como drenante está comprendido entre el 20 y 25 %, en la Figura 4.4 los contenidos de asfalto que cumplen con este requisito son 4%, 4.3% y 4.5%, según la normativa INVIAS el contenido mínimo de asfalto en una mezcla drenante debe ser de 4.5% pero con este contenido de asfalto el porcentaje de vacíos es 20.58 %, que está muy cerca al límite mínimo recomendado.

El primer análisis se realizó según las normativas utilizadas para esta investigación pero también se puede utilizar la ecuación de la línea de tendencia de la Figura 108 para determinar el contenido óptimo de asfalto.

La siguiente ecuación de tendencia se obtuvo con la ayuda de Excel y representa el porcentaje de vacíos según el contenido asfáltico:

$$y = -4.7172x + 41.81$$

Dónde.

y = % de vacíos.

x = contenido de asfalto.

Como lo que se desea determinar es el contenido óptimo de asfalto y un porcentaje de vacíos ideal, que sería del 22.5% (valor promedio de 20 y 25%), se recomienda despejar de la ecuación de tendencia la variable, entonces la ecuación sería:

$$x = - \frac{y - 41.81}{4.7172}$$

Realizando el reemplazo de la variable $y = 22.5\%$, se obtiene una $x = 4.09\%$ (contenido de asfalto), pero basándose en la normativa de la unión europea PG-31 (2015), tabla 543.9 "*Tipo, composición y dotación de la mezcla*", el contenido mínimo de asfalto en una mezcla drenante es de 4.3%, con lo que se logra un porcentaje de vacíos de 21.53 %.

Con el anterior análisis se concluye que con un menor contenido asfáltico se aumenta en porcentaje de vacíos en la mezcla, y por último, aunque con un contenido de asfalto del 4.09% se lograría, teóricamente, un porcentaje de vacíos del 22.5%, ninguna normativa de las utilizadas en esta investigación recomienda el uso de un contenido asfáltico menor al 4.3%.

Finalmente, el contenido de asfalto seleccionado fue de 4.3 %, y con este porcentaje se verifican las demás condiciones de diseño.

4.2.1. Caracterización por medio del Ensayo Cántabro

4.2.1.1. Cántabro Seco

Para el caso del ensayo al Cántabro Seco, la normativa INVIAS recomienda que las briquetas de mezcla drenante no debe tener un desgaste de más del 25 %, los resultados para cada contenido de asfalto se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 59.
Porcentaje de desgaste Ensayo Cántabro

% Asfalto	Rango INV E – 760 – 07	Desgaste Cántabro Seco	Obser.
4.00 %	Máx. 25%	18.42 %	OK
4.30 %	Máx. 25%	19.62 %	OK
4.50 %	Máx. 25%	11.39 %	OK
5.00 %	Máx. 25%	7.93 %	OK

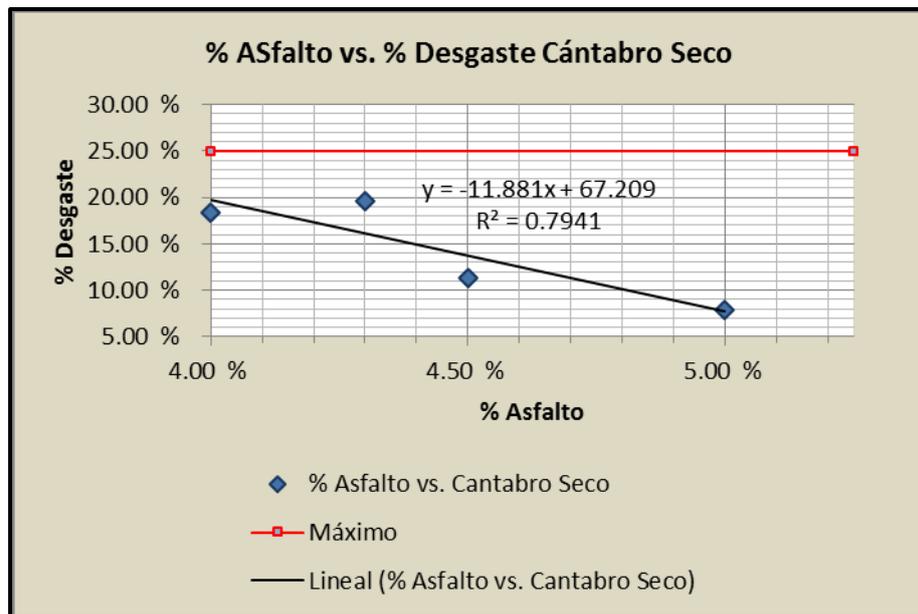


Figura 109. Desgaste en mezclas drenantes por Ensayo del Cántabro Seco.

De la Figura 109 podemos deducir que, a mayor contenido de asfalto en la mezcla menor será el desgaste en la briqueleta, es decir, es inversamente proporcional, para el contenido asfáltico seleccionado de 4.3% el desgaste obtenido fue de 19.62%, que a pesar de ser el mayor desgaste respecto a

los demás contenidos de asfalto, está aún muy por debajo del límite permitido del 25%.

4.2.1.2. Cántabro Húmedo

El ensayo del Cántabro húmedo permite comprobar el comportamiento de la mezcla drenante ante el efecto del agua a una temperatura de 60° C, el desgaste ante este fenómeno no debe ser mayor al 40%.

Tabla 60.
Porcentaje de desgaste Ensayo Cántabro Húmedo.

% Asfalto	Rango NLT – 362/92	Desgaste Cántabro Húmedo	Obser.
4.00 %	Máx. 40%	29.36 %	OK
4.30 %	Máx. 40%	22.76 %	OK
4.50 %	Máx. 40%	21.95 %	OK
5.00 %	Máx. 40%	17.95 %	OK

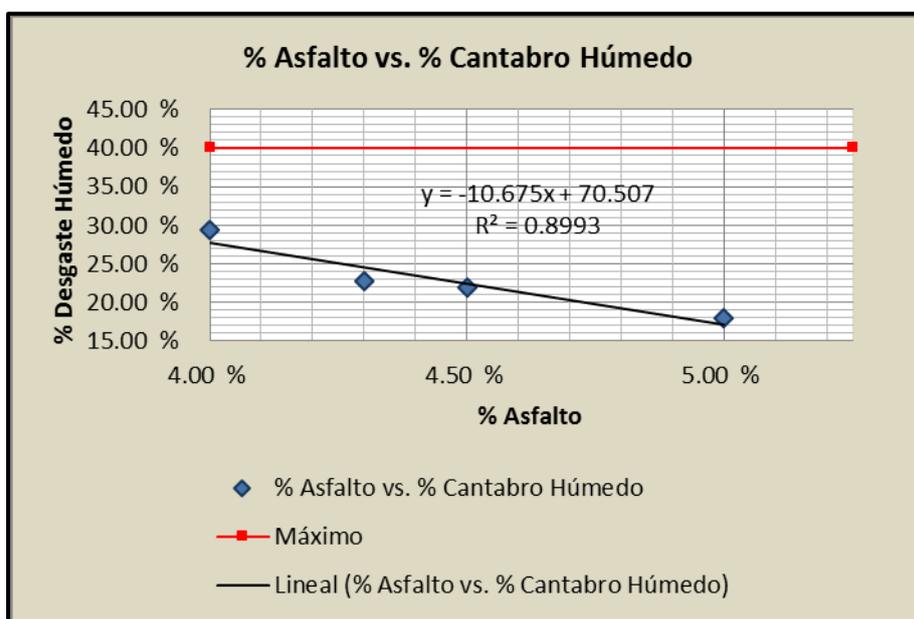


Figura 110. Desgaste en mezclas drenantes por ensayo de Cántabro Húmedo.

Con los valores obtenidos mediante el ensayo del cántabro seco y húmedo, se puede calcular el índice de aumento de pérdidas para cada serie de briquetas ensayadas, mediante la siguiente expresión:

$$\text{Índice de aumento de pérdida, \%} = \frac{P_S}{P_A} \cdot 100$$

Dónde:

PS = pérdidas ensayo Cántabro seco.

PA = pérdidas ensayo Cántabro húmedo.

El cálculo de este valor es relativamente muy sencillo, por lo que solo se muestra los resultados obtenidos.

Tabla 61.

Índice de aumento del desgaste en briquetas de mezcla drenante.

INDICE DE DESGASTE			
NLT 362			
% ASFALTO	CÁNTABRO SECO	CÁNTABRO HÚMEDO	ÍNDICE DE AUMENTO DE PÉRDIDAS
4,00 %	18,42 %	29,36 %	159,44 %
4,30 %	19,62 %	22,76 %	116,02 %
4,50 %	11,39 %	21,95 %	192,75 %
5,00 %	7,93 %	17,95 %	226,26 %

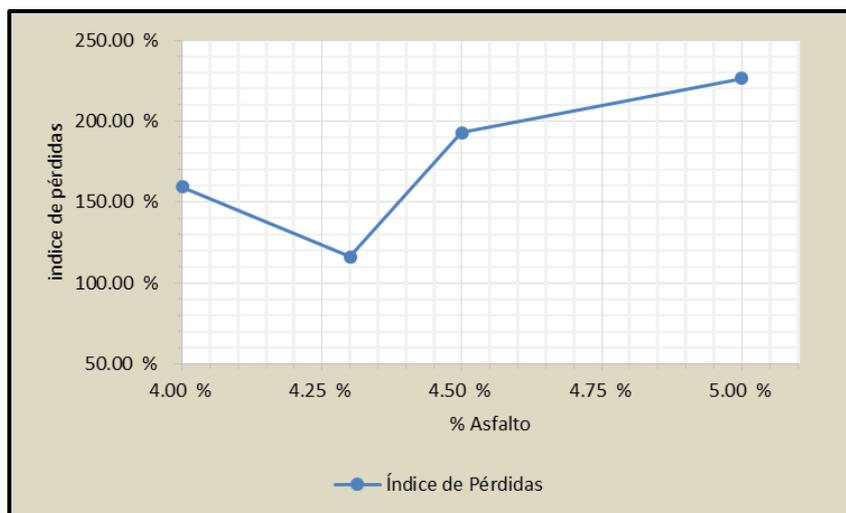


Figura 111. Índice de pérdidas, relación cántabro húmedo/cántabro Seco

Para el porcentaje de asfalto seleccionado de 4.3%, existe una menor variación de desgaste entre el ensayo cántabro en húmedo y en seco, lo que determina una mayor durabilidad ante los efectos climáticos y variaciones de temperatura.

4.2.2. Verificación por el Ensayo Marshall

El diseño de mezclas abiertas o drenantes a diferencia del diseño de las mezclas tradicionales, no se basa en la metodología Marshall, esta investigación se basó en el Método Cántabro de pérdida por desgaste para determinar sus propiedades mecánicas y de resistencia a la acción del tráfico.

Sin embargo, y aunque no existe una metodología propia de caracterización para las mezclas abiertas, en las especificaciones MOP_001-F (2002), aún vigentes en el Ecuador, en la Sección 405.05.4 se indica que las mezclas de granulometría abierta deben cumplir los requisitos de estabilidad y flujo determinados para las mezclas densas.

Tabla 62.
Requisitos MOP para mezclas asfálticas.

TIPO DE TRAFICO	Muy Pesado		Pesado		Medio		Liviano	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
No. De Golpes/Cara	75		75		50		50	
Estabilidad (libras)	2200	----	1800	----	1200	----	1000	2400
Flujo (pulgada/100)	8	14	8	14	8	16	8	16
% de vacíos en mezcla								
- Capa de Rodadura	3	5	3	5	3	5	3	5
- Capa Intermedia	3	8	3	8	3	8	3	8
- Capa de Base	3	9	3	9	3	9	3	9
% Vacíos agregados	VER TABLA 405-5.5							
Relación filler/betún	0.8	1.2	0.8	1.2				
% Estabilidad retenida luego 7 días en agua temperatura ambiente								
- Capa de Rodadura	70	----	70	----				
- Intermedia o base	60	----	60	----				

Fuente.- MOP_001-F (2002)

Los resultados de estabilidad y flujo obtenidos después de realizar el procedimiento Marshall se muestran en la Tabla 63.

Tabla 63.

Resultados de estabilidad y flujo método Marshall

CA %	Estabilidad Prom. [lb]	Flujo Prom. [1/100"]
4.0 %	1527.594	14.333
4.3 %	1483.835	13.667
4.5 %	1449.591	15.333
5.0 %	1419.418	15.667

La información obtenida sirvió para comprobar el contenido óptimo de asfalto en la mezcla drenante, con este fin se elaboran las curvas correspondientes (Figuras 112 y 113) y se analizan los resultados.

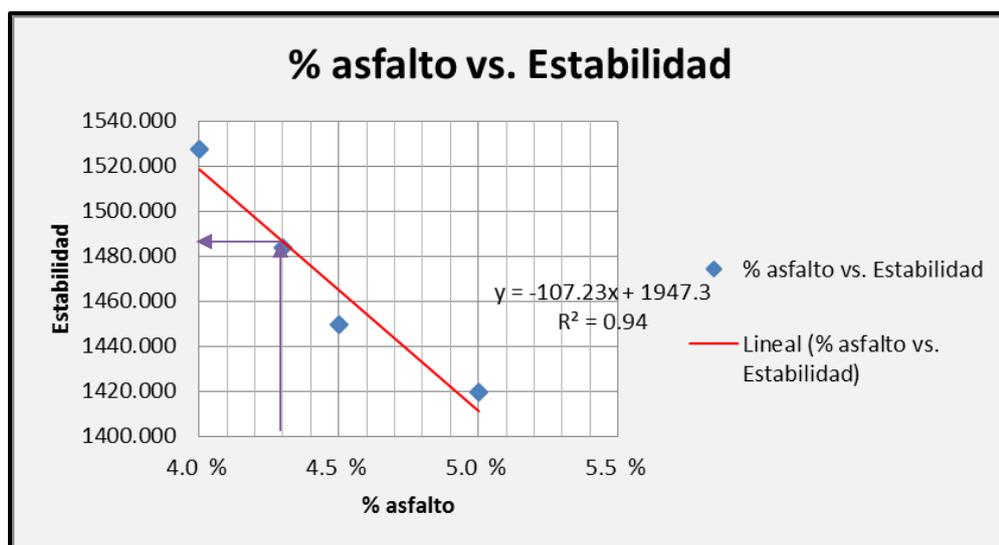


Figura 112. Estabilidad en mezclas drenantes.

En este caso el porcentaje de asfalto de diseño fue 4.3 %, con este porcentaje se determina la estabilidad de las muestras ensayadas cuyo resultado fue:

% asfalto 4.3 % → 1483.835 lb

En la Tabla 62 la especificación MOP determina una estabilidad mínima de 1200 lb, con lo cual el contenido de asfalto seleccionado cumple con este requisito.

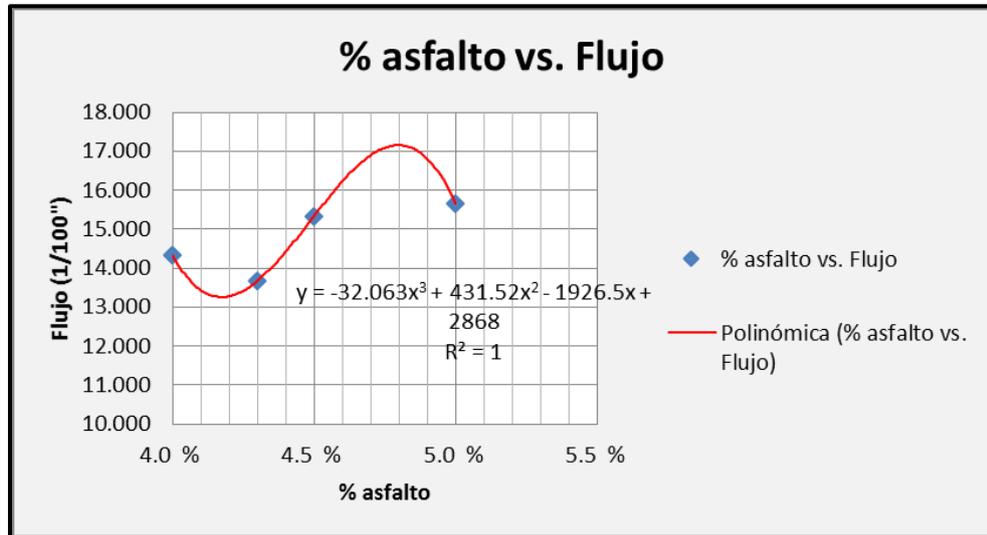


Figura 113. Flujo en mezclas drenantes.

Para el caso del flujo el valor obtenido fue:

$$\% \text{ asfalto } 4.3 \% \rightarrow 13.667 \text{ (pulgadas/100)}$$

La especificación MOP recomienda un valor de entre 8 y 16 pulgadas/100, el valor obtenido está dentro de este rango por lo que se concluye que el contenido de asfalto seleccionado es el apropiado para el diseño de las mezclas drenantes.

Finalmente, en las mezclas densas se debe realizar la comprobación del VAM, pero según la especificación MOP_001-F (2002), Sección 405-5, Tabla 405-5.5, en las mezclas abiertas no se debe realizar esta comprobación.

4.3. ENSAYOS CON VARIACIÓN DE TEMPERATURA

Conocer el comportamiento de una mezcla asfáltica ante las variaciones de temperatura, que se encontraran una vez puesto en sitio, es muy

importante para realizar un diseño aceptable y duradero. En esta sección analizaremos las variaciones en el desgaste de las muestras de mezcla drenante al ser sometidas a temperaturas extremas.

Determinar estas variaciones es de vital importancia para posteriormente determinar el módulo de rigidez tanto del asfalto como de la mezcla drenante en sí.

4.3.1. Envejecimiento

Las muestras fueron sometidas a condiciones de envejecimiento acelerado, como se descrito en la sección 3.5.8, con esto se está realizando un envejecimiento a una película fina del asfalto, los procesos de oxidación y endurecimiento en el asfalto, harán q este se vuelva frágil, aumentando así la probabilidad de que exista disgregación en la mezcla.

Tomando en cuenta que el contenido de asfalto de diseño es de 4.3%, las briquetas se elaboraron manteniendo la granulometría de los agregados constante, de esta manera se tiene una porosidad similar en todas las muestras y entonces la superficie de asfalto expuesta al envejecimiento también será similar en todas las muestras (Miro Recasens, 1994).

Tabla 64.
Porcentaje de vacíos en muestras para envejecimiento

Identificación	Tiempo (horas)	Vacíos (%)
4	48	21,13%
4'	24	21,82%
12h	12	22,05%
5h	5	21,15%
1h	1	21,66%
0h	0	22,27%

Como se puede observar en la Tabla 64 el porcentaje de vacíos en las muestras es muy similar y no varía más allá de 1%, razón por la cual se

obtuvo resultados ajustados a las recomendaciones del método UCL[®] que se muestran en la Tabla 65.

Tabla 65.

Pérdidas al cántabro para distintos grados de envejecimiento a 163° C, a 300 revoluciones.

Identificación	Tiempo (horas)	Desgaste (%)
4	48	41,22%
4'	24	33,92%
12h	12	25,12%
5h	5	17,28%
1h	1	15,46%
0h	0	13,51%

En la Figura 114 se puede analizar el comportamiento de la mezcla a diferentes lapsos de tiempo, es así como a cortos periodos de tiempo se presentan pendientes más fuertes, por otro lado las pendientes se suavizan en periodos más largos de envejecimiento. Es este fenómeno podemos concluir que se produce un envejecimiento más rápido al inicio de su vida servicio, que se ralentiza a más largo plazo (Miro Recasens, 1994).

Este comportamiento se debe a que la pérdida de aceites y volátiles que se produce a medida que envejece el asfalto, se nota mucho más a corto plazo, ya que a más largo plazo esta pérdida ya se ha producido y su efecto prácticamente desaparece (Miro Recasens, 1994).

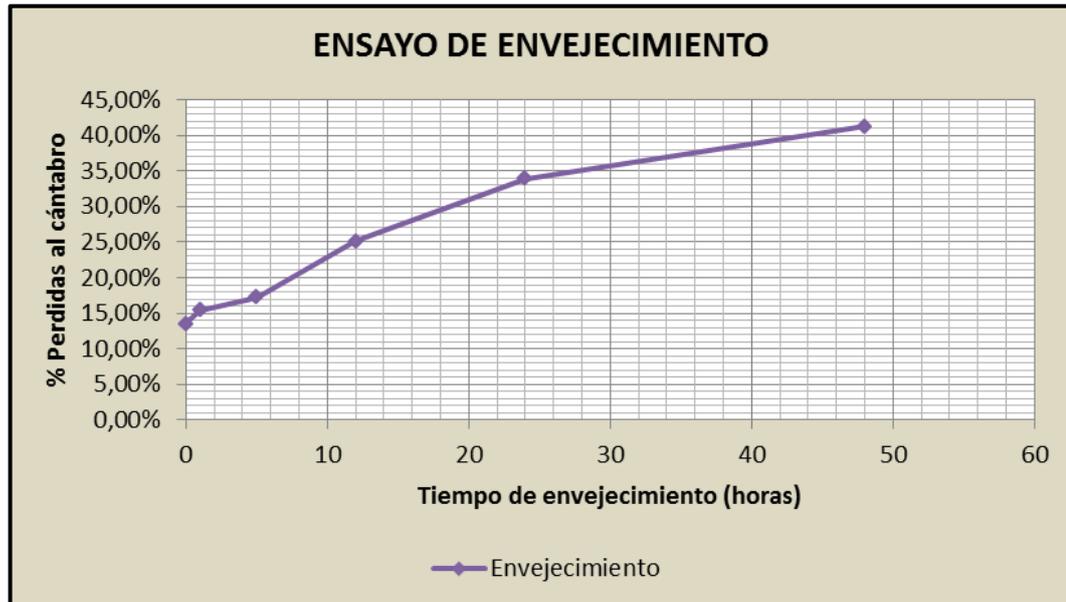


Figura 114. Efecto del envejecimiento respecto a las pérdidas por desgaste al cántabro.

Desde la propuesta del método UCL[®] realiza por Pérez Jiménez en 1999, se han realizado diversos ajustes en las mediciones a fin de constatar la eficacia del método, de esta manera se ha comprobado que el método UCL[®] ofrece resultados muy parecidos a otros métodos, como el IDT (*Iowa Durability Test*) y los de película delgada, en periodos de tiempo mucho más cortos además que puede ser replicado en cualquier laboratorio ya que no necesita de ningún equipo especial para realizarlo.

Con base a estas investigaciones se determinó que mediante el procedimiento UCL[®] el envejecimiento, en briquetas de mezclas asfáltica con un porcentaje de vacíos entre 20 y 25%, a una temperatura controlada de 163° C por un periodo 10 horas equivale a aproximadamente 60 meses de envejecimiento real, lo que significa que en el caso de las mezclas drenantes se produciría un desgaste considerable por envejecimiento a partir de mes 72 (12 horas de ensayo).

Cabe recalcar que para esta investigación se utilizó un asfalto modificado con un aditivo (KAOAMIN 14), que mejora las características de adherencia, cohesión y su comportamiento ante variaciones térmicas.

4.3.2. Susceptibilidad térmica

El asfalto al ser un material bituminoso tiene características especiales por ejemplo es frágil a bajas temperaturas, a temperaturas medias tiene un comportamiento elasto-plástico y por otro lado en altas temperaturas se vuelve inconsistente, esta descripción se puede ver más claramente en la Figura 115 a continuación.

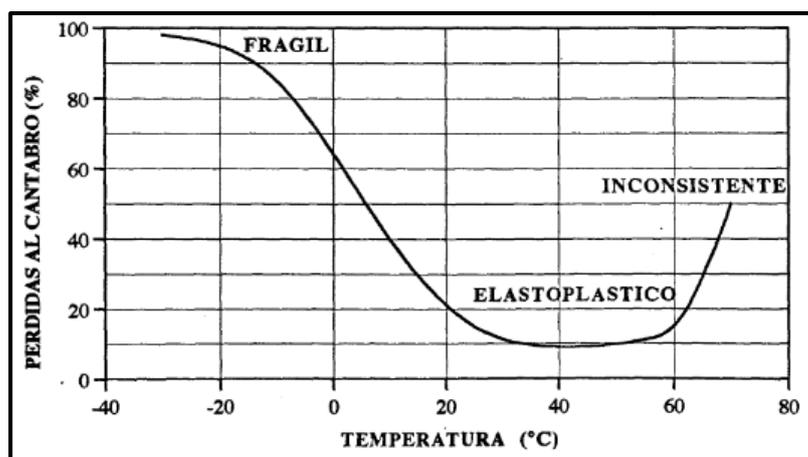


Figura 115. Influencia de la temperatura en el comportamiento de materiales bituminosos.

Fuente.- Miro Recasens (1994)

Este comportamiento puede ser evaluado y cuantificado mediante el ensayo cántabro de pérdida por desgaste, de este modo se determina la susceptibilidad térmica de un asfalto y verificar su comportamiento.

Como se mencionó anteriormente para lograr ensayar las briquetas de mezcla drenante a temperaturas muy bajas (bajo cero) fue necesario el uso de nitrógeno líquido, y además, para obtener resultados más reales se dividió en dos tipos: con y sin presencia de agua en la briketa.

Se debe tomar en cuenta que las temperaturas del ensayo en sí, a un promedio de 25° C, pero el efecto del nitrógeno líquido es instantáneo haciendo descender la temperatura de la muestra a la deseada, como las condiciones del ensayo fueron las mismas para todas las briquetas la

variación térmica no se considera dada la relativa rapidez de este proceso (Miro Recasens, 1994), en la Tabla 66 y 67 se muestran los resultados del ensayo cántabro de pérdida por desgaste a diferentes temperaturas en los dos casos que fueron objeto de este estudio, con y sin presencia de agua en la briqueta.

Tabla 66.

Resultados de la variación de temperatura sin presencia de agua.

Id.	Temperatura (° C)	Desgaste (%)
1'	-70	100.00%
2	-30	29.99%
3'	0	26.20%
D2	25	19.62%
D8	60	27.62%

Tabla 67.

Resultados de la variación de temperatura con presencia de agua.

Id.	Temperatura (° C)	Desgaste (%)
2'	-25	22.70%
1	-10	20.05%
3	0	14.85%
s/i	25	26.99%
s/i	60	52.95%

En la Figura 116 podemos observar como varia el estado del asfalto dependiendo de la temperatura, a temperaturas bajas se tiene pérdidas elevadas, lo que significa que el asfalto se volvió frágil; según se incrementa la temperatura el desgaste en las briquetas va disminuyendo hasta un mínimo, donde alcanza el comportamiento elasto-plástico, desde ese punto es donde se vuelven a incrementar las pérdidas debido a que el asfalto se vuelve inconsistente a altas temperaturas.

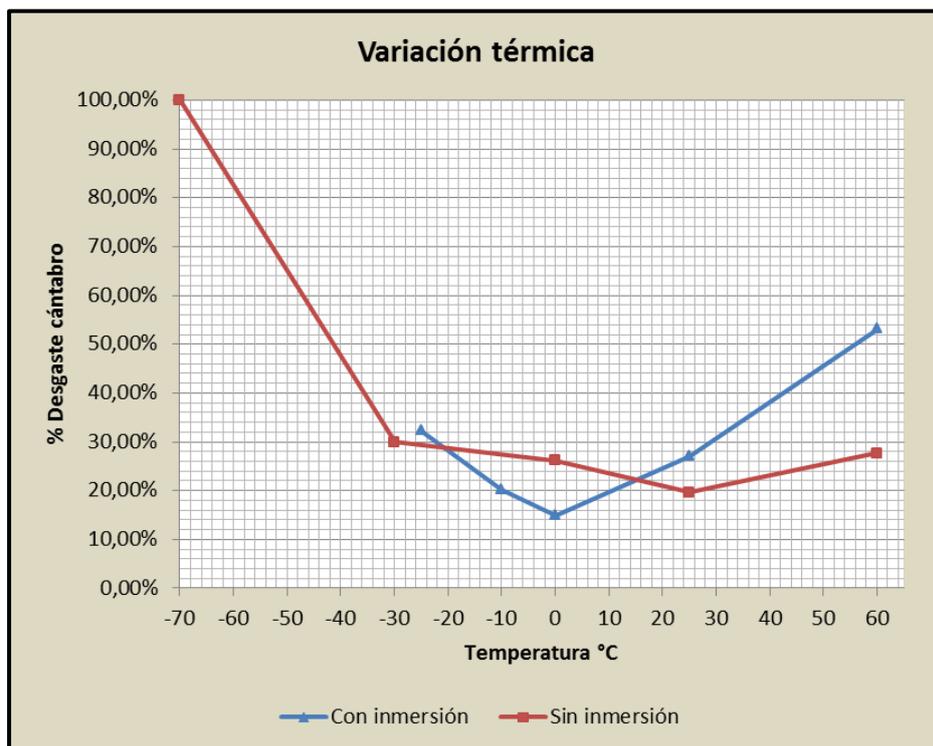


Figura 116. Efecto de la temperatura en el desgaste de mezclas drenantes después de 300 revoluciones en máquina de los Ángeles.

Usando la curva de estado se puede evaluar la susceptibilidad térmica del asfalto: si la curva tiende a ser más tendida, el asfalto es menos susceptible, y si es más cóncava, significa que el asfalto es más susceptible a la variación térmica (Miro Recasens, 1994).

Mediante la Figura 116 vemos que cuando el nitrógeno líquido se vertió directamente sobre la briqueta (sin presencia de agua), esta alcanzó temperaturas mucho más bajas que cuando estaban húmedas, esto se debe al choque térmico que se produce entre el agua (aprox. 20° C) y el nitrógeno líquido (aprox. 195° C).

Además, se pudo constatar que a bajas temperaturas el asfalto se vuelve frágil y facilitó la rotura de las muestras, esta es la razón principal de que se haya producido un desgaste del 100% en la briqueta a una temperatura de -70° C, esto quiere decir que la temperatura de fisuramiento del asfalto se encuentra bajo los -30° C.

Y finalmente, para temperaturas comprendidas entre 0 y 30° C el comportamiento de la mezcla es aceptable, teniendo así pérdidas que no superan el 25%, a partir de aquí el incremento de temperatura hace que la mezcla se vuelva inconsistente y el desgaste aumente a medida que el asfalto se vuelve más blando.

4.3.3. Susceptibilidad térmica usando carboximetilcelulosa y aceite de vaselina

La teoría para determinar el comportamiento de las briquetas de mezcla drenante frente a las variaciones térmicas es la misma que la descrita en la sección 4.3.2 usando nitrógeno líquido, en la presente sección se analiza los resultados obtenidos después del ensayo cántabro en las muestras con la diferencia que en este caso las briquetas fueron sumergidas en 2 compuestos químicos.

El objeto de este procedimiento fue determinar si existe alguna mejora en el desgaste o cohesión de las briquetas luego de ser expuestas a estos compuestos. En las Tablas 68 y 69, se muestra los resultados del ensayo cántabro.

Tabla 68.

Resultados de la variación de temperatura con carboximetilcelulosa.

Id.	Temperatura (° C)	Desgaste (%)
1D	-28	23,61%
2D	-10	24,50%
6D	0	22,21%
8D	25	10,56%
3	50	26,56%

Tabla 69.

Resultados de la variación de temperatura con aceite de vaselina.

Id.	Temperatura (° C)	Desgaste (%)
1D	-10	37,62%
3D	-5	38,06%
5D	0	38,60%
7D	25	44,39%
1	70	100,00%

Con los datos obtenidos se elaboró las curvas de desempeño de las briquetas después del ensayo. En la Figura 117 podemos ver que la temperatura más baja que se logro estuvo cercana a los -30°C , donde el comportamiento de la mezcla es aun aceptable con desgastes, en general, inferiores al 40 %.

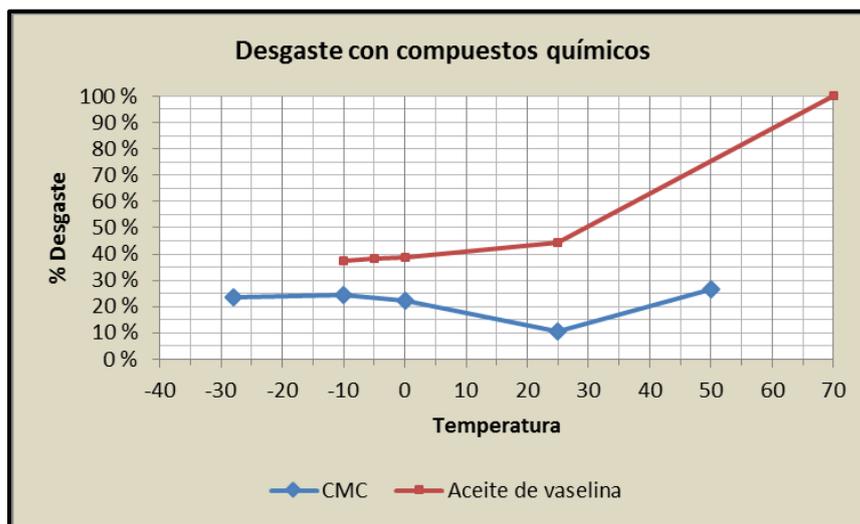


Figura 117. Efecto de la temperatura en el desgaste de mezclas drenantes después de 300 revoluciones en máquina de los Ángeles, con CMC y aceite de vaselina.

Además, al analizar individualmente las curvas podemos ver que usando el CMC en la mezcla el desgaste al cántabro se redujo considerablemente, incluso las temperaturas no llegaron a ser tan bajas en la briqueleta. Mientras a temperaturas comprendidas de -30 a 0°C el desgaste promedio fue del 24% para las briquetas sumergidas en CMC, para las briquetas donde se usó aceite de vaselina el desgaste aumento a cerca del 45 % dentro del mismo rango de temperaturas.

Por otro lado a temperaturas comprendidas de 0 a 25°C , las muestras donde se usó CMC tuvieron desgastes muy bajos a comparación de los ensayos anteriores donde se usó agua y nitrógeno líquido, ahora, las briquetas que fueron sumergidas en aceite de vaselina tuvieron un desempeño totalmente contrario puesto que, mientras la temperatura fue aumentando el desgaste se incrementó considerablemente.



Figura 118. Briquetas con aceite de vaselina después de ensayo cántabro.

Con estos procedimientos se mostró claramente que una mezcla drenante puede mejorar sus propiedades mecánicas si se le añade algún compuesto que no sea derivado de petróleo. La CMC al ser un compuesto derivado de la celulosa y soluble en agua, entra en los poros de la mezcla drenante y por sus propiedades aglutinantes mejora la cohesión dentro de la muestra, existen ya investigaciones donde se usa pavimentos drenantes como base para compuestos que se quedan atrapados en los poros y otorgan ventajas ambientales, como consecuencia de esta aplicación el pavimento reduce su capacidad drenante.

4.4. MÓDULO DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS DRENANTES

Identificar el módulo de rigidez de una mezcla asfáltica es importante para determinar la cantidad de deformación que un pavimento soporta cuando se lo somete a una carga de compresión por ciclos. Este parámetro es influido por las condiciones que exhibe el pavimento en clima, terreno, frecuencia de carga y las características particulares de la mezcla, por ejemplo la rigidez del asfalto, la granulometría del agregado, el contenido de asfalto y los vacíos de aire (MINVU, 2012).

Existen varios métodos para determinar el módulo de rigidez de una mezcla asfáltica, como aporte a esta investigación se usara los nomogramas de Bonnaure y Van Der Pöel para la estimación rápida y sencilla del módulo, además se incluirá, como comprobación, la descripción del método SHELL para determinar este parámetro.

4.4.1. Temperatura de fisuramiento mediante el nomograma de Van Der Pöel

Estudios realizados por varios autores como Fromm, Phang, Kendal e informes generados por la St. Anne Test Road el Instituto de Asfalto llego a la conclusión que el módulo de rigidez límite de un asfalto es de $1.0 \cdot 10^9$ N/m para una carga aplicada durante 30 minutos.

En este método se establece el módulo de rigidez máximo admisible para el asfalto, en otras palabras el módulo al cual el asfalto se fisura, ahora resta identificar la correspondiente temperatura de fisuramiento.

A continuación se describe una alternativa práctica para determinar estos parámetros usando el nomograma de Van der Pöel. Para usar este método se necesita conocer los siguientes valores:

- Temperatura del punto de ablandamiento,
- Penetraciones a dos temperaturas (5 y 25° C).
- Índice de Penetración del asfalto.

Para definir de la temperatura de fisuramiento de la mezcla, se siguen los siguientes pasos (de Castro, Colóssio, & Quispe s. f):

Paso 1

Conocido el índice de penetración del asfalto en uso, se marca en el nomograma de Van der Pöel el módulo máximo, en la línea correspondiente al índice de penetración (IP) del asfalto.

Paso 2

De este punto se traza una línea hasta el punto de los 30 minutos en la escala de tiempos de cargas. Se lee entonces en la escala de diferencias de temperaturas el T_{DIF} .

Paso 3

Se calcula la temperatura de ruptura del asfalto mediante la fórmula:

$$T_{LS} = T_{800} - T_{DIF}$$

Dónde:

T_{LS} ; temperatura de fisuramiento.

T_{800} ; temperatura del punto de penetración igual a $800 \cdot 10^{-1}$ que es igual a temperatura del punto de ablandamiento de la mayoría de los asfaltos.

La temperatura T_{LS} se asume como la temperatura de ruptura de la mezcla.

Ejemplo

$$\text{Pen}_{5^{\circ}\text{C}} = 10.38$$

$$\text{Pen}_{25^{\circ}\text{C}} = 75.22$$

$$\text{Punto de ablandamiento } (T_{800}) = 50.65^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Índice de penetración} = -0.119$$

Utilizando estos datos se sigue en procedimiento antes mostrado y se determina la temperatura de fisuramiento del asfalto. La Figura 119 muestra el trazo de las líneas necesarias, el nomograma completo se muestra en el Anexo D.

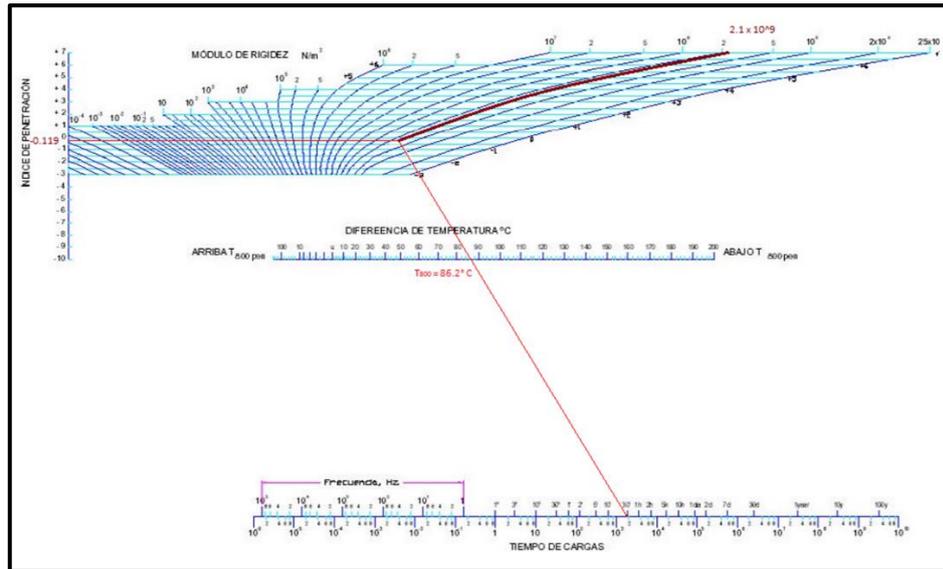


Figura 119. Nomograma de Van Der Pöel para determinar el módulo de rigidez del asfalto, Anexo D.

Fuente.- (de Castro et al., s. f)

Reemplazando en la ecuación para calcular T_{LS} :

$$T_{LS} = T_{800} - T_{DIF}$$

Donde la variable T_{DIF} determinada mediante el nomograma tiene un valor de $86.2^{\circ} C$.

$$T_{LS} = 50.65 - 86.2$$

$$T_{LS} = -35.55^{\circ} C$$

Basándonos en estos resultados y en la Figura 116, podemos ver que para temperaturas inferiores a los $-30^{\circ} C$ se produce un mayor desgaste en las briquetas de mezcla asfáltica drenante, lo que indica que el asfalto bajo estas temperaturas se vuelve frágil y en un pavimento en condiciones de servicio esto provocaría fisuras en la calzada.

Además, este método basado en la dureza del asfalto nos permite estimar el módulo de rigidez del asfalto, cuyo valor, según los datos obtenidos de los ensayos realizados al asfalto y el nomograma de Van Der Pöel, es $2.1 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ (21,414.04 kg/cm²).

4.4.2. Nomograma de Bonnaure para estimación del Módulo de rigidez de mezclas asfálticas

Este método fue desarrollado por Bonnaure que estableció un nomograma (ver Anexo F), donde correlacionamos la rigidez del asfalto (*Nomograma de Van Der Pöel*), con la rigidez de la mezcla. Este método toma en consideración el contenido asfáltico de la mezcla así como el volumen de los agregados, lo que ofrece una ventaja en el cálculo (de Castro et al., s. f).

Para usar este método se debe calcular el volumen del agregado (Anexo A) y conocer el contenido de asfalto existente en la mezcla, para este caso 4.3%.

Ahora, usando el nomograma se ingresa en la columna de la derecha del nomograma de Bonnaure con valor del módulo de rigidez del asfalto, se traza una recta horizontal hasta encontrar la línea correspondiente al porcentaje de volumen de asfalto en la mezcla (%V_b). De este punto trazar una línea vertical hasta cortar con la línea correspondiente al volumen de agregado (%V_g). Por último seguir horizontalmente hasta la escala derecha en donde se lee el módulo de rigidez de la mezcla (de Castro et al., s. f).

El uso de este método es de mucha facilidad y como se puede ver toma en cuenta las propiedades volumétricas de la mezcla.

Un factor importante para poder usar el nomograma de Bonnaure correctamente es conocer el volumen de asfalto presente en la mezcla (V_b), esto se consigue mediante el uso de la expresión:

$$V_b = 100 \cdot \frac{G_{mb}}{G_{mm}} - V_g$$

Dónde:

V_b ; Volumen de asfalto, %.

G_{mb} ; Gravedad específica Bulk.

G_{mm} ; Gravedad máxima teórica, RICE.

V_g ; Volumen de agregados en la mezcla asfáltica, %.

Reemplazando los valores obtenidos de los cálculos del ensayo Marshall, presentados en el Anexo A, para muestras con 4.3% de contenido asfáltico, tenemos:

$$V_b = 100 \cdot \frac{1.900}{2.442} - 70.92$$

$$\mathbf{V_b = 6.88 \%}$$

Entonces los datos necesarios para usar el nomograma son:

Módulo de rigidez del asfalto = 2.1×10^9 N/m²

$V_b = 6.88$ %

$V_g = 70.92$ %

El nomograma de Bonnaure en tamaño completo se muestra en el Anexo F.

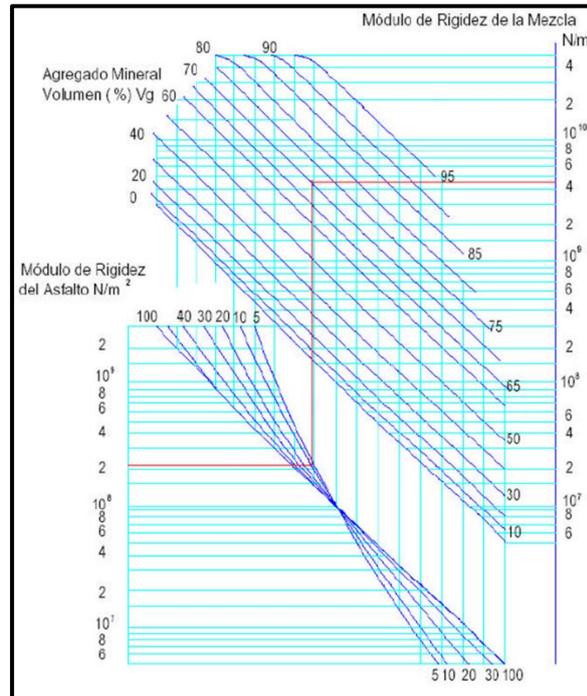


Figura 120. Nomograma de Bonnaure para estimar el Módulo de Rigidez de mezclas asfálticas, Anexo F.

Fuente.- (de Castro et al., s. f)

Usando este nomograma se determinó que el módulo de rigidez para las mezclas asfálticas drenantes es: $4.1 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$ ($418,083.65 \text{ kg/cm}^2$).

4.4.3. Método SHELL para cálculo del módulo de rigidez de mezclas asfálticas

Existe otro método para determinar el módulo de rigidez de las mezclas asfálticas basado en el uso de ecuaciones, donde de igual manera al método anterior se incluyen las variables volumétricas de diseño, el módulo de rigidez del asfalto, índice de penetración y la temperatura de ablandamiento del asfalto.

El módulo de rigidez del asfalto (S_b) se determina usando el nomograma de Van Der Pöel, con la diferencia que la metodología SHELL recomienda utilizar un tiempo de aplicación de carga de 0,02 seg., correspondiente a una frecuencia de 8 Hz (MINVU, 2012).

Las expresiones para calcular el módulo de rigidez de la mezcla son las siguientes:

$$\text{Rango 1: } 5 * 10^6 \frac{N}{m^2} < S_b < 10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$\log S_m = \frac{\beta_4 - \beta_3}{2} (\log S_b - 8) + \frac{\beta_4 - \beta_3}{2} |\log S_b - 8| + \beta_2$$

$$\text{Rango 2: } 10^9 \frac{N}{m^2} < S_b < 3 * 10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$\log S_m = \beta_2 + \beta_4 + 2.0959 (\beta_1 - \beta_2 - \beta_4)(\log S_b - 9)$$

Dónde:

$$\beta_1 = 10.82 - \frac{1.342 * (100 - V_g)}{V_g + V_b}$$

$$\beta_2 = 8.0 + 0.00568 * V_g + 0.0002135 * V_g^2$$

$$\beta_3 = 0.6 * \log \left(\frac{1.37 * V_b^2 - 1}{1.33 * V_b} \right)$$

$$\beta_4 = 0.7582 * (\beta_1 - \beta_2)$$

S_m ; Módulo de la mezcla asfáltica.

S_b ; Modulo de rigidez del asfalto.

V_b , Porcentaje del volumen de asfalto en la mezcla.

V_g ; Volumen de agregados en la mezcla.

Determinando el módulo de rigidez del asfalto mediante el uso del nomograma de Van Der Pöel, con las recomendaciones del método SHELL, tenemos:

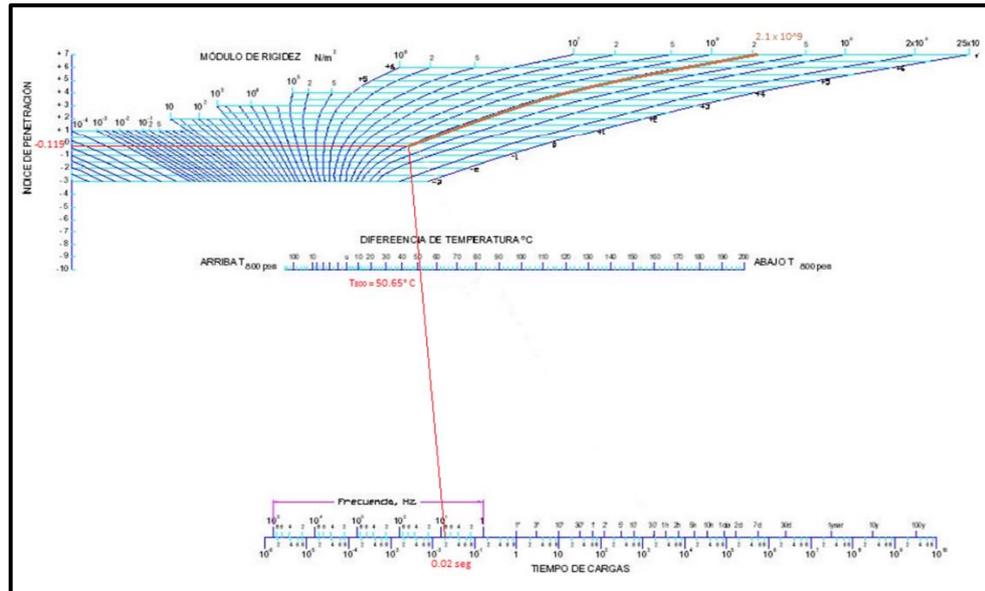


Figura 121. Módulo de rigidez del asfalto según recomendaciones de la metodología SHELL.

Fuente.- (MINVU, 2012)

Con los datos obtenidos de los ensayos en el asfalto, el Índice de penetración (Cap. 3, Secc. 3.3.3), Punto de ablandamiento (Cap. 3, Secc. 3.3.2) y un tiempo de aplicación de carga de 0.02 seg. (8 Hz), se obtiene un módulo de rigidez del asfalto de:

$$S_b = 2.0 \times 10^9 \frac{N}{m^2} = 20,394.324 \frac{kg}{cm^2}$$

Para este valor del módulo de rigidez del asfalto se necesita calcular los valores de β_1 , β_2 y β_4 , debido a que la ecuación para calcular el Módulo de Rigidez de la Mezcla Asfáltica corresponde la expresión del Rango 2.

$$\beta_1 = 10.82 - \frac{1.342 * (100 - 70.92)}{70.92 + 6.88}$$

$$\beta_1 = 10.3183$$

$$\beta_2 = 8.0 + 0.00568 * 70.92 + 0.0002135 * 70.92^2$$

$$\beta_2 = 9.4766$$

$$\beta_4 = 0.7582 * (10.3183 - 9.4766)$$

$$\beta_4 = 0.6381$$

Reemplazando β_1 , β_2 y β_4 , el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica drenante es:

$$\log S_m = 9.4766 + 0.6381 + 2.0959 (10.3183 - 9.4766 - 0.6381)(\log 2.0 \times 10^9 - 9)$$

$$\log S_m = 10.5976$$

$$S_m = 10^{10.5876}$$

$$S_m = 3.86901 \times 10^{10} \frac{N}{m^2} = 394,529.356 \frac{kg}{cm^2}$$

Comparando con el método que utiliza el nomograma de Bonnaure con el método SHELL, se tiene:

$$Variación, \% = 100 - \left(100 * \frac{E_{Bonnaure}}{E_{Shell}} \right)$$

$$Variación, \% = \left(100 * \frac{418,083.6473}{394,529.356} \right) - 100$$

$$Variación, \% = 5.97 \%$$

Como podemos ver la diferencia entre un método y otro es apenas del 5.97 %, de lo que se concluye que ambos métodos son válidos al momento de realizar el cálculo del módulo de rigidez de una mezcla drenante, aunque el método del nomograma de Bonnaure ofrece mayor sencillez en el cálculo de este parámetro.

4.5. INFLUENCIA DE LAS MEZCLAS DRENANTES EN LA SEGURIDAD VIAL

Los siguientes beneficios se derivan de la utilización de mezclas abiertas en términos de seguridad.

4.5.1. Resistencia a la fricción

Una investigación llevada a cabo en los EE.UU., Canadá y Europa indica claramente la resistencia superior a la fricción que tienen los pavimentos de mezclas abiertas húmedos en comparación con mezclas asfálticas densas y pavimentos de hormigón. Este efecto se ha documentado como una reducción de accidentes durante las épocas lluviosas en las carreteras.

La Administración Federal de Carretas ha puesto a prueba la resistencia friccional en 15 proyectos de mezclas abiertas con velocidades entre 40 y 50 mph con un remolque antideslizante en el verano de 1967. La resistencia friccional (expresado como número de fricción) de una superficie de pavimento disminuye a medida que aumenta la velocidad. La velocidad de disminución del número de fricción (NF) por aumento de millas en la velocidad se llama gradiente de fricción, que es la mezcla específica. Obviamente un gradiente de fricción bajo es deseable. La pérdida media en la resistencia de fricción de 40 a 50 mph era sólo un punto del número de fricción para mezclas abiertas en este estudio. Esto daría un gradiente de rozamiento de 0,1 NF por mph. Esto es considerablemente más bajo que las mezclas asfálticas densas (Kandhal, 2002).

En otras palabras, las mezclas abiertas serían muy superiores a las superficies de pavimento denso a una velocidad de diseño de 60 mph si ambos tenían el mismo número de fricción (NF) medido a la velocidad de prueba usual de 40 mph. El Departamento de Transporte de Pensilvania obtuvo datos de resistencia a la fricción y gradientes de fricción realizando cuatro secciones de prueba consistentes en mezclas abiertas y pavimento denso. Los datos de la Tabla 70 indican claramente los números de fricción

más altos y los gradientes de fricción más bajos para las mezclas abiertas en comparación con el asfalto de hormigón denso (Kandhal, 2002).

Tabla 70.

Datos de fricción (Pensilvania)

Tipo de mezcla	Número de fricción		Gradiente de fricción
	30 mph	40 mph	
Mezclas abiertas (grava)	74	73	0.10
Mezclas abiertas (dolomita)	71	70	0.10
Asfalto de hormigón denso (grava)	68	60	0.80
Asfalto de hormigón denso (dolomita)	65	57	0.80

Fuente.- (Kandhal, 2002)

El Departamento de Transporte de Luisiana realizó ensayos en donde comparó el número de fricción y el gradiente de fricción de mezclas abiertas (denominado planta mezcladora de sellado en el momento) con el asfalto de hormigón denso a velocidades que van de 20 a 60 mph como se muestra en la Figura 122. Se muestra que las mezclas abiertas tenían un gradiente de fricción más plana que el asfalto de hormigón denso que dio lugar a un número elevado de fricción a alta velocidad.

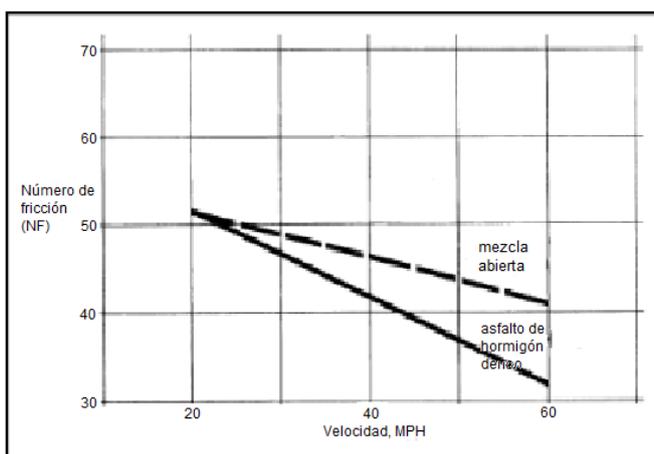


Figura 122. Velocidad de fricción comparando superficies de mezclas abiertas y asfaltos de hormigón denso

Fuente.- (Kandhal, 2002)

El Departamento de Transporte de Oregon comparó el número de fricción y el gradiente de fricción de mezclas abiertas, de asfalto de hormigón denso y los pavimentos de cemento portland en condiciones húmedas a velocidades que van desde 64 a 88 kilómetros/hora (40 a 55 millas por hora). La Figura 123 muestra la comparación. Las mezclas abiertas mostraron un gradiente de fricción más plana, mientras que el pavimento de cemento portland mostró números bajos de fricción.

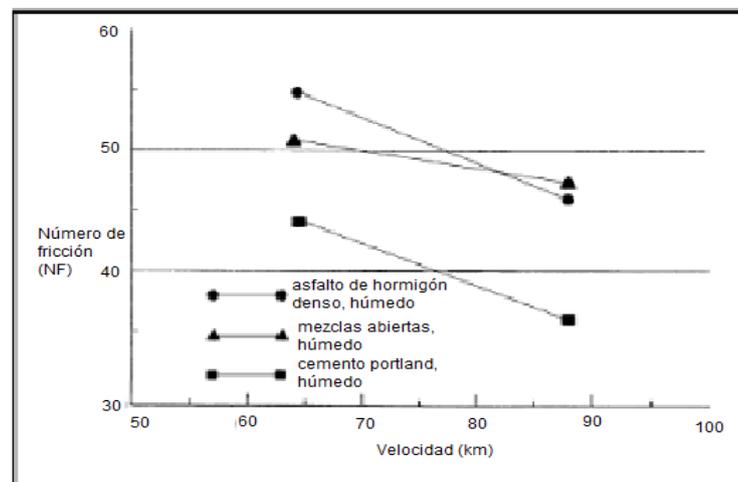


Figura 123. Efecto de la velocidad en la fricción.

Fuente.- (Kandhal, 2002)

El Departamento de Transporte de Virginia reportó números de fricción de 15 ensayos con mezclas abiertas, con un rango de 51 a 72, y que se consideró de buena a excelente. La mezcla abierta se colocó en algunas rutas para reducir los accidentes en el pavimento mojado. Una encuesta de los accidentes de un año antes y un año después de la colocación de las mezclas abiertas en la Ruta 23 reveló una reducción significativa en los accidentes en el pavimento mojado. En el año antes de la colocación de mezclas abiertas, se reportó que el 39 por ciento (7 de 18) de los accidentes ocurrían durante el tiempo de lluvia. Durante el año después de la instalación sólo el 17 por ciento (2 de 12) de los accidentes se registraron que se daban durante la estación húmeda, que se considera normal (Kandhal, 2002).

Francia también ha informado de una disminución significativa en los accidentes durante el clima húmedo cuando se comenzó a utilizar las mezclas abiertas. En la autopista A7 entre Valencia y Lyon, se reportaron 52 accidentes entre 1979 y 1985. Después de colocar mezclas abiertas en 1985, no se produjeron accidentes en ese periodo comprendido entre 1985 y 1989.

El rendimiento de pavimentos de fricción densa y mezclas abiertas casi duplicó los niveles de resistencia de fricción de los antiguos pavimentos de cemento portland. Cuando rehabilitaron los pavimentos de baja fricción con altas tasas de humedad se daba lugar a una alta tasa de colisiones, el uso de las nuevas mezclas de asfaltos de fricción redujeron sustancial los accidentes. Un promedio de 54% de reducción se dio en los accidentes durante el clima húmedo y una reducción del 20% en el total de colisiones se obtuvieron después del tratamiento en ocho lugares de la autopista propensas al congelamiento. El tratamiento en cinco puntos de las carreteras propensas al congelamiento produjo en promedio una reducción del 71% en caso de lluvia y una reducción del 48% en el total de accidentes (Kandhal, 2002).

Las mezclas abiertas también se han utilizado con éxito para mejorar la resistencia a la fricción de pistas de aeropuertos. Se obtuvo un aumento significativo en el valor medio del coeficiente de fricción húmeda cuando se colocó mezclas abiertas en la pista principal en la Estación Aérea Naval en Dallas y Texas. Tabla 71 da la comparación.

Tabla 71.
Promedio de coeficientes de fricción¹

	Seco	Mojado ²
Mezclas abiertas	0.76	0.70
Asfalto de hormigón denso	0.74	0.16
Concreto estriado - extremo sur	0.76	0.71

¹ Medido con micrómetro en 40 millas por hora (64km/h)

² 5 mm (0.2 in) de profundidad de agua

Fuente.- (Kandhal, 2002)

El Departamento de Transporte de Nueva York informó acerca de un aumento del 30% en la resistencia por fricción de las mezclas abiertas en comparación con los asfaltos de hormigón denso

El Departamento de Transporte de Pennsylvania ha informado sobre el rendimiento de tres tratamientos para mejorar la resistencia de fricción en la Interestatal 80. Estos tratamientos se aplicaron encima del pavimento de cemento portland reforzado que tenía números de fricción límite (por debajo de 35). Los tratamientos consistieron en sellos de asfalto y mezclas abiertas, mejoraron la resistencia de fricción del pavimento de hormigón existente. Las lecturas de números de fricción más altos se obtuvieron de las mezclas abiertas con un promedio de 52. El asfalto sellado con un promedio de 42, y el de las estrías longitudinales con un promedio de 37.

4.5.2. Índice de Rugosidad Internacional (IRI)

El Banco Mundial propuso en 1986 el concepto de Índice Internacional de Rugosidad, mejor conocido como IRI (International Roughness Index), como una medida estándar de la rugosidad y sirve de parámetro para determinar calidad de capa de rodadura en un camino (Arriaga, Garnica, & Rico, 1998).

El cálculo matemático del IRI se basa en la acumulación de desplazamientos en valor absoluto, de la masa superior con respecto a la masa inferior (en milímetros, metros o pulgadas) de un modelo de vehículo, dividido para la distancia recorrida sobre una carretera (en m, km. o millas) producido por los movimientos al vehículo, cuando éste se mueve a una velocidad de 80 km/h (Arriaga et al., 1998).

4.5.2.1. Escalas de medición del IRI

Para determinar el IRI es importante conocer algunas escalas y características:

- Las unidades están en mm/m, m/km o in/milla.
- El rango de la escala del IRI para un camino pavimentado es de 0 a 12 m/km. (0 a 760 in/mi), donde 0 es una superficie perfectamente uniforme y 12 un camino intransitable.

En la Figura 124 se muestra la escala para la clasificación de un pavimento según su IRI, la capa de rodadura de una vía tiene varias características técnicas y funcionales, que se obtienen mediante criterios y especificaciones de construcción. El estado de las vías depende de la calidad inicial y del desgaste o deterioro que se produce por acción del tránsito y de los factores climáticos.

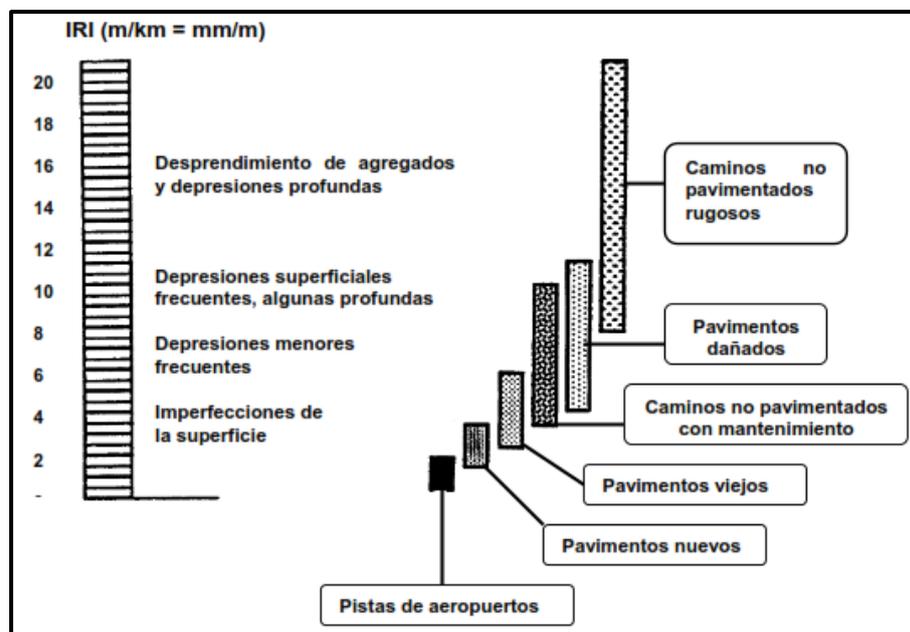


Figura 124. Escala de valores del IRI y sus características.

Fuente.- Arriaga et al. (1998)

4.5.2.2. Niveles de rugosidad en mezclas drenantes

Tanto en la normativa colombiana INVIAS_453 (2012) como en la europea PG-31 (2015) se establece valores recomendados del IRI para pavimentos nuevos de mezcla drenante, en las especificaciones MOP-001-F

(2002) no se establece un valor específico para este tipo de pavimentos pero existe un criterio para la aceptación de pavimentos de mezcla asfáltica según el IRI (Tabla 72).

Tabla 72.

Valor del IRI para pavimentos nuevos en el Ecuador.

OBJETIVO	PARAMETRO	EXIGENCIAS	PROCEDIMIENTOS PARA EVALUACION
Comodidad	Rugosidad (m/km)	Hormigón asfáltico Máx 2.5 IRI Tratamiento superficial Máx 4.0 IRI	Roadmeters o algún tipo de perfilómetro estático o dinámico.
Seguridad	Coefficiente rozamiento longitudinal Macrotextura	Mín 0,5 Mín 0,5mm	Péndulo TRL (Británico) Mancha de arena

Fuente.- (MOP-001-F, 2002)

Tabla 73.

Valores recomendamos del IRI para mezclas drenantes según la normativa colombiana.

PORCENTAJE DE HECTÓMETROS	PAVIMENTOS DE CONSTRUCCIÓN NUEVA Y REHABILITADOS EN ESPESOR > 100 mm	PAVIMENTOS REHABILITADOS EN ESPESOR ≤ 100 mm
	NT2 Y NT3	NT2 Y NT3
40	1.4	1.9
80	2.0	2.5
100	2.5	3.0

Fuente.- (INVIAS_453, 2012)

Como se puede apreciar en la Tabla 73, podemos ver que un pavimento nuevo puede tener un IRI máximo de 2.5 m/Km lo que concuerda con la especificación ecuatoriana, ahora, en algunos estados de USA se han realizado campos de prueba para comprobar el rendimiento de los pavimentos permeables en regiones frías, a continuación se presenta un resumen de los resultados en cuanto a mediciones de la rugosidad.

En Minnesota se construyeron 3 tramos de prueba de pavimento poroso en el año 2008, a los cuales se los controlaba cada final de estación climática para comprobar el cambio en su micro y macrotextura. Los tramos fueron identificados como: 86 (pavimento poroso en arena), 87 (superpave en arena y arcilla) y 88 (pavimento poroso en arcilla).

La rugosidad inicial sobre estas secciones de prueba es mayor de lo esperado para la construcción normal de una carretera nueva debido a los requisitos especiales de construcción para las prácticas a ser realizadas en los tramos de prueba, que tienen una longitud relativamente corta, 226 pies (68.88 m). Como puede verse a partir de los datos de IRI en las Figuras 125 y 126, la rugosidad longitudinal sobre cada carril ha cambiado muy poco desde la construcción, pero sí aumentó algo más rápidamente en 2011. En el carril interior, los tramos 86,87 y 88 el IRI ha aumentado aproximadamente un 20% - en el tramo 88 se está acercando a 200 plg/mi (3.156 m/Km). En los carriles exteriores de los tramos 86 y 87 se han mantenido estables, pero en el tramo 88 ha aumentado aproximadamente un 15% (Lebens & Troyer, 2012).

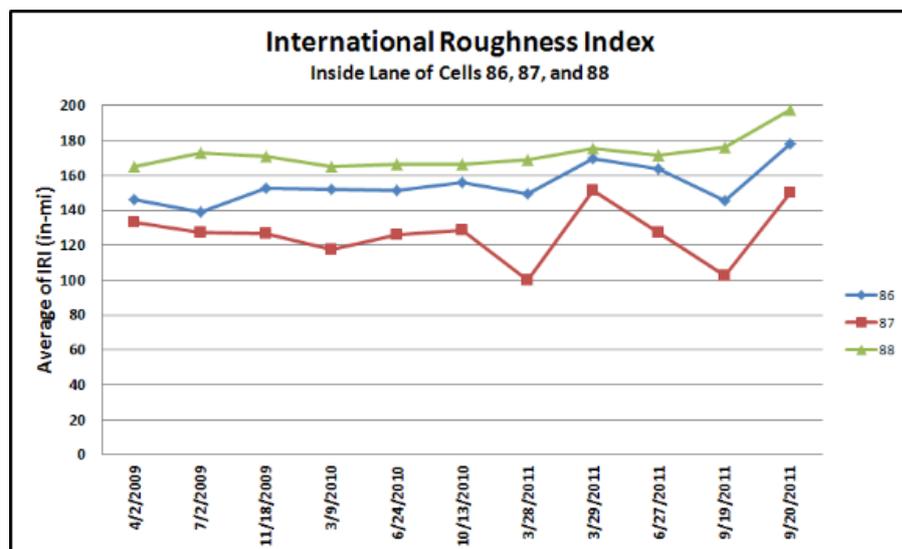


Figura 125. IRI de tramos de prueba, carril interior

Fuente.- (Lebens & Troyer, 2012)

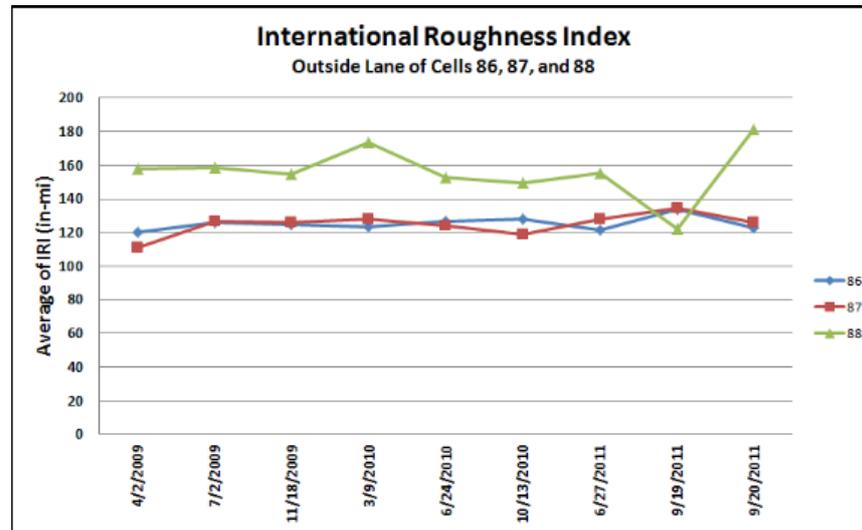


Figura 126. IRI de tramos de prueba, carril exterior.

Fuente.- (Lebens & Troyer, 2012)

De las Figuras 125 y 126 se puede ver como de una rugosidad inicial de en el tramo 86 (método constructivo tradicional), de aproximadamente 135 plg/mi (2.13 m/Km), se llega en un periodo de casi 3 años a una rugosidad de en promedio 180 plg/mi (2.84 m/Km).

Con este análisis en la superficie del pavimento se demuestra que un pavimento poroso tiene un buen rendimiento en cuanto al efecto del tráfico y acciones climáticas, según investigaciones en varios países como Chile, USA, España y demás un pavimento poroso tiene una vida útil en promedio de 8 a 10 años siempre y cuando cumpla con las recomendaciones de diseño y mantenimiento especificadas.

4.5.3. Reducción del hidropilano

Las mezclas abiertas impiden el hidropilano porque en la mayoría de las tormentas el agua de lluvia penetra a través de la mezcla, sin dejar continuas capas de agua en la superficie de la carretera. Incluso durante un período prolongado de fuertes precipitaciones que pueden saturar la mezcla abierta,

el hidropneumático no puede producirse debido a la presión bajo el neumático del vehículo que se disipa a través de la estructura porosa de la mezcla abierta (Kandhal, 2002).

4.5.4. Reducción de las proyecciones de agua

Al conducir durante la lluvia, los conductores se encuentran con un intenso efecto “spray” que producen los vehículos (especialmente camiones) que viajan por delante. La visibilidad puede ser disminuida hasta un punto en que ya no es posible para un conductor ver la carretera hacia delante. El uso de mezclas abiertas casi elimina el efecto “spray” producido, porque no hay agua estancada en la superficie de la carretera. Las Figuras 127 y 128 muestran claramente la diferencia entre el asfalto convencional de mezcla asfáltica densa y las mezclas abiertas en Oregón. Los conductores se sienten más seguros cuando se conduce en la superficie de mezclas abiertas durante la lluvia. Los estudios de campo realizados en el Reino Unido han indicado reducción del 90-95 por ciento en la cantidad de agua salpicada de 3 m (10 pies) detrás de un camión que pasa por una superficie con mezcla abierta en comparación con un pavimento denso.



Figura 127. Oregón: (Derecha) mezcla asfáltica densa; (Izquierda) mezcla abierta.

Fuente.- (Kandhal, 2002)



Figura 128. Oregón: (Izquierda) Mezcla asfáltica densa; (Derecha) Mezcla abierta.

Fuente.- (Kandhal, 2002)

4.5.5. Deslumbramiento

Otro de los beneficios de la utilización de las mezclas abiertas es la reducción del deslumbramiento de los faros en condiciones de humedad. Obviamente que contribuye a una mejor visibilidad y reduce la fatiga del conductor.

4.5.6. Visibilidad

Las condiciones del pavimento en las mezclas abiertas tienen una alta visibilidad de noche, especialmente durante la estación húmeda. Esto contribuye a mejorar la seguridad.

4.6. INFLUENCIA DE LAS MEZCLAS DRENANTES EN EL MEDIO AMBIENTE

También existen beneficios de la utilización de mezclas abiertas en términos de medio ambiente.

4.6.1. Reducción del Ruido

Los neumáticos que ruedan en el camino causan aire al ser forzados hacia delante y detrás producidos por el contacto entre el neumático y la carretera. Este bombeo de aire genera ruido de alta frecuencia. En superficies con mezclas abiertas, el bombeo, y por lo tanto el ruido generado a los alrededores, se reduce porque el aire es bombeado hacia abajo en el pavimento poroso. Las superficies porosas de las mezclas abiertas también reducen el ruido mediante la absorción del ruido emitido por los vehículos. En superficies densas, el ruido emitido hacia el pavimento se refleja a los alrededores.

Existen varias investigaciones llevadas a cabo en los EE.UU. y Europa para evaluar las capacidades de reducción de ruido en superficies con mezclas abiertas en comparación con otros tipos de superficies de pavimento. Una breve discusión de estos estudios de indica a continuación.

La variación del ruido de los neumáticos / contacto con la carretera (tanto fuera como dentro de un automóvil que viaja a 80 km/h) dentro de los diferentes tipos de superficies (mezcla abierta, asfalto de hormigón denso, superficies selladas, pavimento de hormigón y pavimento de piedra) se muestra en la Figura 129. Las superficies con mezclas abiertas tienen la media más baja y la menor variación en los niveles de ruido.

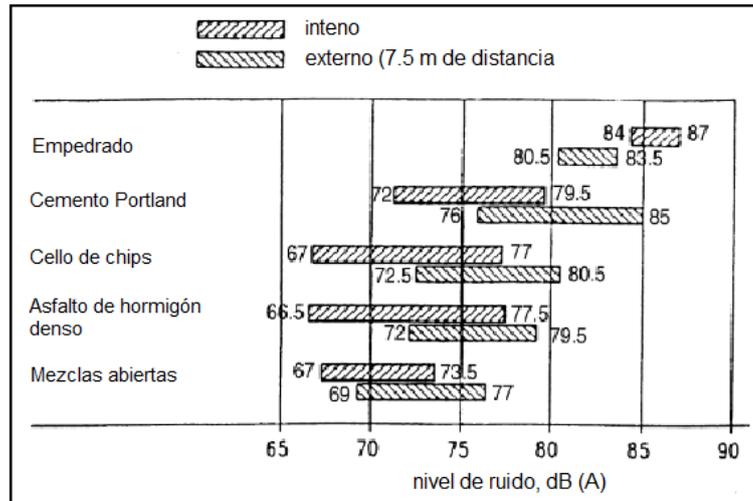


Figura 129. Variación de ruido entre el contacto neumático-pavimento (fuera y dentro de un vehículo a 80 km / hora) en diferentes tipos de superficies.

Fuente.- (Kandhal, 2002)

Las mediciones realizadas en los pavimentos secos en los Países Bajos también han demostrado reducción en los niveles de ruido de aproximadamente 3 dB (A) cuando las superficies de mezclas abiertas es sustituido por el asfalto de hormigón denso. De igual forma en caso de lluvia o pavimentos mojados el ruido es generalmente más reducido (hasta alrededor de 8 dB (A)). Las mediciones se realizaron a velocidades de más de 80 km/h porque el ruido producido entre los neumáticos y la superficie de la carretera tiende a aumentar a altas velocidades. La diferencia de textura entre las superficies con mezclas abiertas y asfaltos de hormigón denso no sólo causa una reducción en el nivel de ruido en una superficie mezcla abierta, pero también produce cambios en el espectro de sonido. Se genera menos ruido y el ruido es absorbido en la estructura relativamente abierta de las superficies con mezclas abiertas.

La Administración Federal de Carreteras llevó a cabo un estudio comparativo de nivel de ruido en las superficies con mezclas abiertas, asfalto de hormigón denso, pavimento de cemento portland, y superficies selladas realizado en Arizona, California y Nevada. Se determinó que las mezclas

abiertas tenían el nivel de ruido más bajo en comparación con las otras superficies de pavimentos. Los siguientes niveles de sonido promedio, dB (A), se midieron en 15 m (50 pies) de la calzada cuando una camioneta con neumáticos radiales se hizo funcionar a 105 km / h (65 mph):

Tabla 74.

Medición del ruido (dB) en distintos tipos de mezclas asfálticas.

Mezclas abiertas	67
Asfalto de hormigón denso	69
Cemento portland	70
Sellado de chips	72

Fuente.- (Kandhal, 2002)

En Alemania se construyeron una serie de ensayos a escala real de superficies con mezclas abiertas entre 1986 y 1990 realizadas en las autopistas y carreteras alemanas para investigar los efectos a largo plazo de la reducción de ruido. Las reducciones en el ruido se midieron hasta 6 dB (A) y este valor ya ha sido adoptado como base para el cálculo de la reducción de ruido una de las propiedades de las mezclas abiertas (Kandhal, 2002).

La Figura 130 muestra la reducción de los niveles de ruido de los vehículos tanto ligeros como pesados, en superficies con mezclas abiertas. Este estudio llevado a cabo por el Laboratorio de Investigación de Transporte en el Reino Unido también demostró que las reducciones del nivel de ruido se mantuvieron durante un largo período de tiempo. En comparación con los pavimentos de asfalto laminado en caliente (utilizados en el Reino Unido) la mezcla abierta era más tranquila en alrededor de 4 dB en condiciones secas y hasta 8 decibeles en la condición húmeda.

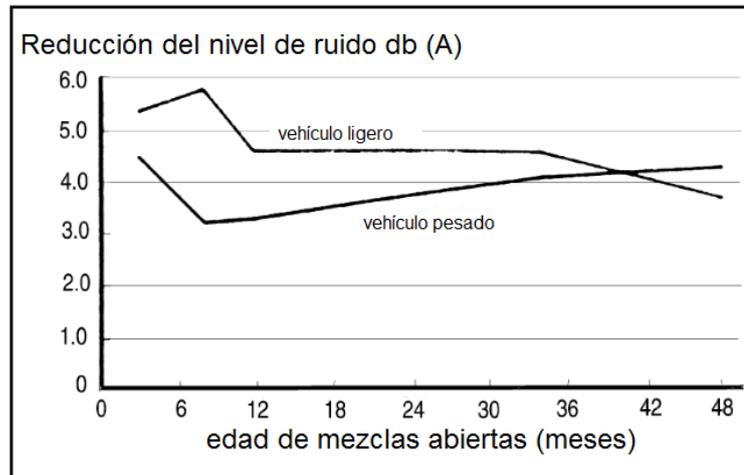


Figura 130. Reducción del nivel de ruido en superficies de asfalto de hormigón denso sustituido por mezclas abiertas.

Fuente.- (Kandhal, 2002)

Un investigación realizada en Francia demostró que el ruido del tráfico en la gama de frecuencias de 500 a 1500 Hz se reduce a la mitad por unos 40 mm (1,5 in) de espesor en superficies de mezclas abiertas. Se han construido pavimentos experimentales de mezclas abiertas que van desde 12,5 mm (0,5 in) a 610 mm (24 pulgadas) de espesor para determinar el espesor óptimo de capa para la reducción del ruido. (Kandhal, 2002).

Un proyecto nórdico encontró que el ruido del tráfico por carretera puede ser reducido a 3-5 dB (A) si se utiliza superficies con mezclas abiertas en lugar de asfaltos de hormigón denso. Esto se observó tanto en el tráfico urbano (tráfico fluido a 50-70 km/h) como en el tráfico de la carretera (70-100 km/h). La mezcla abierta más sencilla contenía un tamaño total máximo de 10-12 mm y un contenido de vacíos del 22-23 por ciento.

Con el fin de aportar ayuda en la disminución de ruido producido entre la superficie del neumático y la carretera se realizaron varios ensayos por parte del laboratorio de Investigación del transporte en el Reino Unido establecidas en las autopistas M1 y M4, demostrando que al utilizar superficies de mezcla abierta (que contiene 20 mm de tamaño de agregado

máximo) reduce el ruido en niveles entre 5,2 y 6,6 dB (A) en comparación con el usos de superficies de asfalto convencionales (Kandhal, 2002).

La colocación de una superficie con mezclas abiertas puede ser una alternativa viable para la construcción de barreras de sonido para mitigar el ruido del tráfico. Las barreras de sonido por lo general cuestan entre \$ 15 y \$ 20 por pie lineal y generalmente reducen el nivel de ruido de 3 a 5 dB. Para reducir el nivel de ruido en 3 dB (A), el volumen de tráfico tiene que ser cortado a la mitad o la distancia protección contra el ruido de la carretera tiene que ser duplicado. Las barreras acústicas o bermas de tierra han sido utilizadas para la reducción de ruido, pero son parcialmente eficaces y no ofrecen una reducción igual de ruido en todas las direcciones, como se ilustra en la Figura 131.

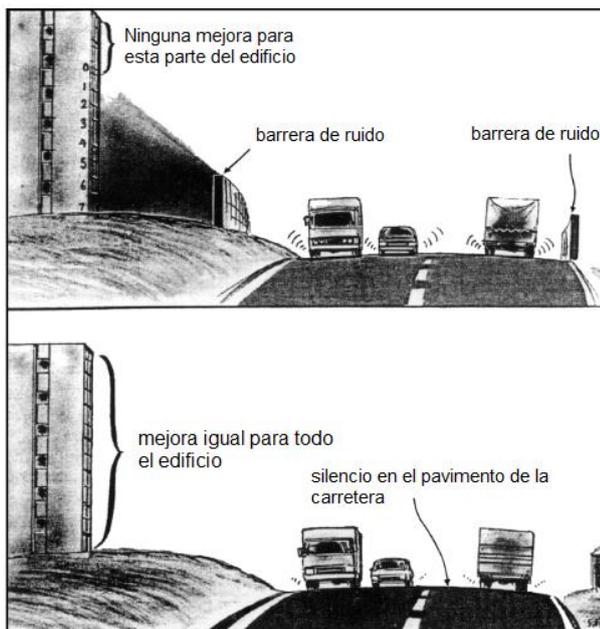


Figura 131. Diferencias en la efectividad de mezclas abiertas y otras barreras de ruido.

Fuente.- Kandhal (2002)

4.6.2. Drenaje

El pavimento poroso es un tipo especial de pavimento el cual permite a la lluvia y a la nieve derretida pasar a través de él, lo que reduce la escorrentía de un sitio y sus alrededores. Además, el pavimento poroso filtra algunos contaminantes de la escorrentía.

La superficie del pavimento poroso en general, se coloca sobre una capa de alta permeabilidad de grava-gradación abierta y piedra triturada. Los espacios vacíos en las capas de los agregados actúan como un depósito de almacenamiento para la escorrentía. Una malla filtrante se coloca debajo de las capas de grava y piedra para retener las partículas finas del suelo.

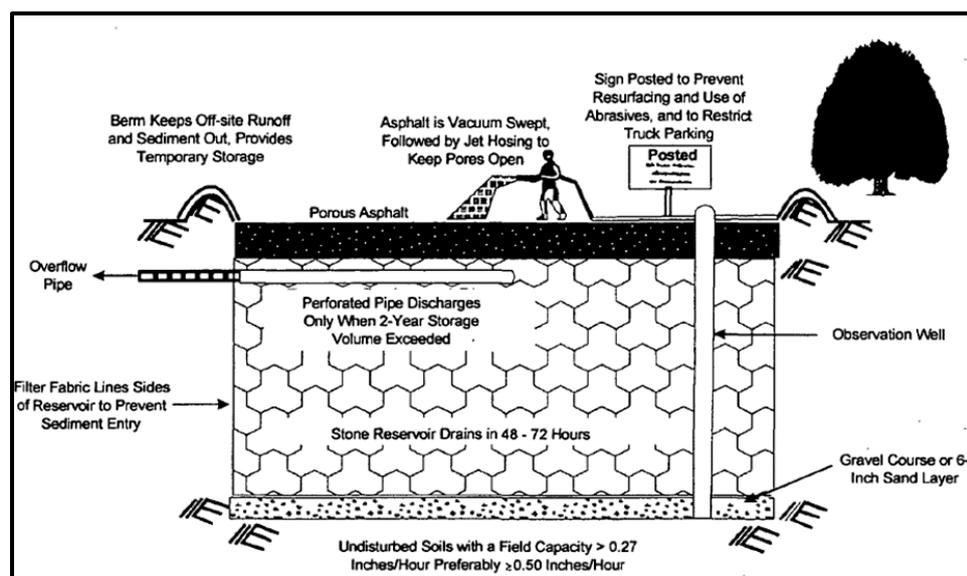


Figura 132. Instalación de pavimento de asfalto poroso común.

Fuente.- (EPA, 1999)

Existen dos modificaciones comunes que se hacen en el diseño de sistemas de pavimentos porosos:

- La variación de la cantidad de espacio en el depósito de piedra bajo el pavimento.

- La adición de tubería perforada cerca de la parte superior del depósito para descargar el exceso de agua de lluvia después de que el depósito se ha llenado.

También se pueden añadir depósitos de agua pluviales (aparte de los depósitos de piedra) bajo el pavimento. Estos depósitos deben ser diseñados para dar cabida a la escorrentía de una tormenta de diseño y prever la infiltración a través del subsuelo subyacente.

4.6.2.1. Aplicabilidad

El pavimento poroso puede sustituir el pavimento convencional en áreas de estacionamientos, zonas con tráfico ligero, y las mangas de un aeropuerto que dan a la pista de aterrizaje, siempre que los requisitos, subsuelos, las características de drenaje de aguas subterráneas, y las condiciones sean adecuados. Las pendientes deben ser planas o muy suaves. Los suelos deben tener tasas de permeabilidad verificadas en campo de más de 1,3 centímetros (0,5 pulgadas) por hora, y debe haber un espacio libre mínimo de 1,2 metros (4 pies) de la parte inferior del sistema hasta la roca madre o el nivel freático.

4.6.2.2. Ventajas y desventajas

Las ventajas de utilizar pavimento poroso incluyen:

- Tratamiento del agua mediante la eliminación de contaminantes.
- Menor necesidad de poner bordillos a las alcantarillas.
- Mejora de la seguridad vial debido a una mejor resistencia al deslizamiento.
- Recarga de los acuíferos locales.

El uso de pavimentos porosos puede estar restringido en regiones frías, regiones áridas o regiones con tasas de erosión con vientos fuertes y áreas de acuíferos de una sola fuente.

El uso de pavimentos porosos es muy limitado, requiere suelos permeables profundos, tráfico restringidos, y el uso de suelo adyacentes. Algunas de las desventajas específicas de pavimentos porosos incluyen lo siguiente:

- Muchos ingenieros viales y contratistas carecen de experiencia con esta tecnología.
- El pavimento poroso tiene una tendencia a obstruirse si la instalación o el mantenimiento es incorrecto.
- El pavimento poroso tiene una alta tasa de fracaso.
- Existe cierto riesgo de contaminación de las aguas subterráneas, en función de las condiciones del suelo y la susceptibilidad de los acuíferos.
- El combustible de los vehículos puede filtrarse y los productos químicos tóxicos pueden filtrarse en el asfalto. Los pavimentos porosos no están diseñados para lixiviar estos contaminantes.
- Algunos códigos de construcción no permiten su instalación.
- Las condiciones anaeróbicas se pueden desarrollar en los suelos subyacentes, si los mismos son incapaces de escurrirse entre las tormentas. Esto puede impedir la descomposición microbológica.

Como se señaló anteriormente, el uso de pavimentos porosos representa un riesgo de contaminación del agua subterránea. Los contaminantes que no se encuentran atrapados fácilmente, ya sean adsorbidos o reducidos como los nitratos y cloruros, pueden continuar moviéndose a través del perfil del suelo y en el agua subterránea, posiblemente contaminando los suministros de agua potable. Por lo tanto, hasta que haya más datos científicos disponible, no es aconsejable construir pavimento poroso cerca de suministros de agua subterránea para abastecimiento.

Además de estas ventajas y desventajas de pavimentos porosos documentadas, existen varias cuestiones pendientes relativas a su uso. Éstas incluyen:

- El pavimento poroso puede mantener su porosidad durante un largo período de tiempo, en particular con las necesidades de repavimentado y limpieza de la nieve.
- Sigue siendo capaz de eliminar contaminantes después de temperaturas bajo cero y la nieve retirada.
- El costo de mantenimiento y rehabilitación para la restauración de la porosidad.

4.6.3. Pavimentos descontaminantes

Las reacciones de combustión con el oxígeno que se encuentra presente en el aire, dan paso a la formación de compuestos nitrogenados (NO_x). Estos dan lugar a la formación de lluvias ácidos y smog fotoquímico que afectan a la salud de las personas especialmente a sus vías respiratorias y vista. En un alto porcentaje estos compuestos provienen de los escapes de los vehículos y se implantan en la atmosfera. Estos compuestos NO_x pueden ser sintetizados gracias a la acción foto catalítica del compuesto Dióxido de Titanio (TiO_2).

4.6.3.1. Fotocatálisis

Este proceso se fundamenta en una reacción química en la cual la acción compartida entre la luz y un elemento fotocatalizador acelera la velocidad de descomposición de un compuesto. Es por eso que cuando un fotocatalizador como el TiO_2 se aplica sobre las capas de rodadura en las vías en primer lugar reduce la contaminación atmosférica en las ciudades, y en segundo lugar el compuesto tiene propiedades bactericidas y de degradación de la materia orgánica.

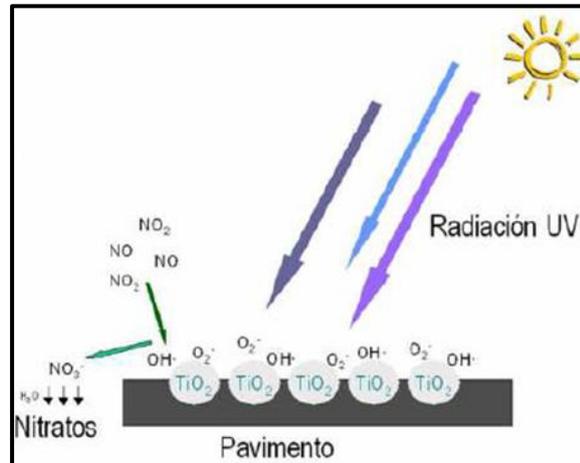


Figura 133. Mecanismo de Reacción y Degradación de los óxidos de nitrógeno en presencia del fotocatalizador TiO_2 .

Fuente.- (Scandiffio, 2012)

4.6.3.2. Tipología de las mezclas drenantes con Dióxido de Titanio

Este tipo de pavimentos se lleva a cabo en dos fases:

- Se debe colocar una mezcla drenante convencional, de al menos unos 4 cm de espesor y con un volumen de vacíos comprendido entre el 20 y el 25%.
- Posteriormente, se filtra sobre la mezcla una lechada que tiene una conformación especial, a partir de dióxido de titanio, cemento, agua, carga mineral y fibras, con objeto de rellenar los huecos existentes en la mezcla.



Figura 134. Filtración o percolación de lechada especial sobre la capa de mezcla bituminosa drenante.

Fuente.- (Scandiffio, 2012)

4.6.3.3. Ventajas

La presencia de TiO_2 en las mezclas drenantes, mediante procedimientos de fotocatalisis, permite reducir las concentraciones de NO_x en el ambiente, generadas en mayor parte por las grandes intensidades de tráfico, sin embargo también contribuye en la mayor durabilidad de la capa de rodadura, pues esta alcanza una alta capacidad mecánica y una excelente resistencia al ataque de productos químicos como: lubricantes, carburante, etc. y al envejecimiento del ligante asfáltico. Esto hace que el empleo de estas tecnologías en pavimentación sea muy provechoso tanto en reducción de contaminantes en el aire, así como la reducción de los fenómenos de sobrecalentamiento de los centros urbanos (Scandiffio, 2012).

4.6.3.4. Desventajas

Es posible que mediante el uso de esta técnica se pierda un cierto grado de textura superficial en el pavimento por efecto de la filtración de la lechada especial. Este problema se debe constatar, mediante la realización de ensayos “in situ” (método del círculo de la arena) en la fase de construcción, una vez terminado y previamente a su puesta en obra. Si se comprueba una

reducción alta de este parámetro, es necesario realizar un granallado sobre la superficie de rodadura final, para que esto mejore la adherencia entre el neumático y el pavimento (Elkoro Ugarteburu, 2013).



Figura 135. Superficie de rodadura. Izq.- Filtración de la lechada antes; Der.- después del granallado.

Fuente.- (CRUZADO & SCANDIFFIO)

4.6.3.5. Técnicas de aplicación de Dióxido de titanio en las mezclas drenantes

Las más habituales las siguientes:

- Percolación de una lechada de TiO_2 sobre la mezcla bituminosa. Se realiza especialmente en mezclas bituminosas drenantes como se explicó anteriormente.
- Pulverización. Este tipo de técnica es más versátil y tienes menos costo que la técnica anterior. Consiste en la aplicación de TiO_2 mediante su disposición superficial, a través de la pulverización entre la pre-compactación y la compactación final de la mezcla después de extenderla en la vía. La dotación utilizada de TiO_2 es generalmente de 25 gr/m^2 y se aplica en forma de spray. Estos sprays con propiedades fotocatalíticas tienen propiedades adhesivas con el soporte y tienen alta durabilidad para soportar el desgaste producido por las cargas de tráfico y los fenómenos meteorológicos.



Figura 136. Izq.- Ejecución de técnica de pulverización sobre rodadura existente; Der.- Estado final de la capa de rodadura después de la aplicación de la técnica de pulverización.

Fuente.- (Scandiffio, 2012)

CAPITULO 5: ANÁLISIS DE COSTOS

5.1. COLOCACIÓN EN CAMPO

5.1.1. Preparación de la superficie

A diferencia de las mezclas densas en las mezclas drenantes, se requiere de un soporte previo a su colocación lo que a su vez genera una buena adherencia entre las capas del material.

Requisitos previos a la colocación de la mezcla:

- La superficie de soporte debe estar lista y tener el visto bueno de la fiscalización.
- La capa debe estar estructuralmente sana y la superficie impermeable.
- Sección transversal apropiada.

5.1.2. Soporte del pavimento drenante

El soporte debe ser impermeable y debe tener la planimetría correcta, esto evitará la infiltración del agua hacia las capas inferiores o las acumulaciones que pudiesen darse de la misma dentro de la estructura del pavimento.

En las áreas de la superficie de la capa terminada donde se podrían formar charcos de agua en instantes de lluvia, es necesario una capa de mezcla densa para nivelar antes de que se permita el tendido de la mezcla drenante.

Es de vital importancia que se haya conseguido de manera completa el curado del riego del ligante en la superficie soportante antes de aplicar la mezcla, evitando restos de ello en la superficie.

5.1.3. Adherencia

El riego de adherencia es de suma importancia, al tener un mayor contenido de vacíos en la mezcla estos disminuirán considerablemente el contacto con la capa subyacente. Estos riegos de adherencia entonces deben de realizarse con dotaciones mayores a las habituales. La experiencia española sugiere:

- Dotaciones de 300 g/m² de ligante residual si el soporte es una capa ejecutada recientemente.
- Dotaciones de 500 g/m² de ligante residual cuando el soporte es una estructura en buenas condiciones.
- Dotaciones de 700 g/m² de ligante residual si el soporte además de antiguo esta envejecido y/o presenta alguna fisuración

Si el curado del ligante (asfalto) demora más tiempo de lo planeado debe considerarse su capacidad de liga con la mezcla porosa, si esto se da debe aplicarse un riego de liga adicional.

5.1.4. Sistemas de drenaje

En este tipo de pavimentos es elemental el cuidado de los drenajes laterales de dicha estructura y evaluando la importancia de los mismos en el funcionamiento y comportamiento de este. Las capas inferiores a la de rodadura debido a su buena compactación no permiten al agua drenar libremente aun si en dicha capa sean utilizados materiales granulares lo que conlleva a la posibilidad que el agua quede atrapada en la interface de las capas.

No se debe interpretar, que el deterioro de las capas de rodadura se debe a la mala calidad de los pavimentos o diseños deficientes de las estructuras del mismo, cuando la causa más cercana es el deficiente drenaje interno y la acumulación de agua en la interface de la carpeta con la superficie de la base que, con el tráfico vehicular y el paso de los vehículos,

se genera subpresiones o “bombeo” que pueden destruir de manera parcial el pavimento.

También el pavimento puede afectarse internamente causado por la presencia de niveles freáticos altos para lo cual es recomendable que se implemente sistemas adicionales y convencionales que permitan drenar esta agua, como sistemas de filtro semi-profundos laterales.

Se puede utilizar geotextiles no tejidos que sirvan de protección a las capas inferiores de la estructura del pavimento que evite que migren los finos y además dirija el agua hacia el drenaje.



Figura 137. Geotextiles no tejidos que sirve de protección a las capas inferiores del pavimento.

Fuente.- Ayala and Juárez (2010)

5.2. TRANSPORTE Y TRANSFERENCIA DE LA MEZCLA

Se debe tener sumo cuidado entre la salida de la mezcla desde la planta y su llegada a la obra, una mayor distancia implica un mayor riesgo de escurrimiento.

5.2.1. Equipo y transporte

El equipo recomendable para transportar la mezcla es el siguiente:

- **Volquetas:** Cuya superficie sea lisa acondicionada para el transporte de mezcla asfáltica. Es necesario que la superficie interna del camión se trate con un producto que evite la adherencia de la mezcla.
- **Shuttle buggy:** Este equipo, cuyo empleo es de carácter opcional, tiene por finalidad reducir la segregación y transferir la mezcla de las volquetas a la tolva de la máquina pavimentadora, sin que aquellas entren en contacto con ésta, ni circulen sobre superficies con riegos de imprimación o liga. Favoreciendo con esto la regularidad superficial de la capa terminada.

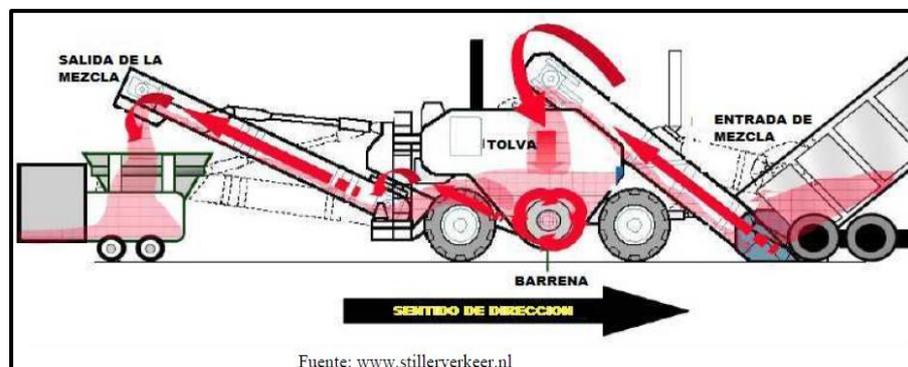


Figura 138. Funcionamiento básico del Shuttle buggy.

Fuente.- (Campos, 2008)

5.2.2. Transferencia

Para el traslado de la mezcla es necesario tomar las precauciones necesarias, para que al momento de descargarla en el equipo de transferencia o en la pavimentadora, la mezcla tenga la temperatura adecuada. El tiempo de transporte máximo recomendable debe ser inferior a 2 horas.

5.3. EXTENSIÓN DE LA MEZCLA

5.3.1. Tratamiento de juntas

El proceso que se debe seguir no implica el cortado de estas juntas, ya que se produce el cierre de los vacíos de la mezcla, b el paso libre del agua a través de toda la capa de rodadura. En lo posible se sugiere extender la mezcla en toda la anchura considerada de una única pasada, trabajando en caso de ser necesario con dos o más pavimentadoras con un ligero desfase. De no darse esto debe evitarse que el tránsito tenga contacto con esta junta. La extensión suele darse en franjas longitudinales y empezando a partir del borde de la calzada en las zonas por pavimentar con sección bombeada, o en el lado inferior en las secciones peraltadas.

Para extensiones paralelas posteriores es necesario que la extendedora tenga un calentador lateral de infrarrojos, el mismo que permite calentar unos centímetros de la mezcla extendida anteriormente.

El terminado de las juntas debe realizarse de forma rápida para evitar la degradación de las mismas por el paso del equipo que se use en obra o el ocasionado por el tránsito. Debe evitarse en la medida de lo posible las juntas transversales en zonas de pendiente pronunciada.



Figura 139. Junta longitudinal con un buen acabado.

Fuente.- (Miró, 2006)

5.3.2. Equipo

El equipo recomendado para la extensión de la mezcla es:

- ***Pavimentadoras autopropulsadas:*** Deben estar equipadas de un elemento calefactor para la ejecución de la junta longitudinal



Figura 140. Extensión de mezcla drenante.

Fuente.- (Ayala & Juárez, 2010)

5.4. COMPACTACIÓN DE LA MEZCLA

Una vez se extendió la mezcla, a la temperatura más alta que la misma pueda soportar la carga a que se somete, sin que se produzcan desplazamientos. Se realiza longitudinalmente de manera continua y sistemática, debiendo comenzar por los bordes y avanzar gradualmente hacia el centro, excepto en las curvas peraltadas en donde el cilindro del compactador avanzará del borde inferior al superior, paralelamente al eje de la vía y traslapando a cada paso, hasta que la superficie total haya sido compactada. Si la extensión de la mezcla fue ejecutada en franjas, al compactar una de ellas se ampliará la zona de compactación para que incluya al menos quince centímetros (15 cm) de la anterior.

Las mezclas drenantes requieren un menor esfuerzo de compactación que las mezclas densas y son considerablemente bajos para prevenir

excesos de compactación que reduzcan el volumen de vacíos en la mezcla y afecten a su composición.

Las temperaturas requeridas para la compactación son menores, pero se debe tener cuidado de terminar rápidamente esta fase, ya que, estas mezclas poseen un espesor de capa limitado y en conjunto con su elevado contenido de vacíos, la mezcla pierde temperatura rápidamente. La temperatura de la mezcla se deberá verificar al comienzo y al final del proceso de compactación.

5.4.1. Clima

Durante época de lluvia no es ni conveniente ni recomendable la colocación de este tipo de mezcla, de igual forma cuando existan fuertes vientos o temperaturas bajas que comprometan el descenso de la temperatura que ocurre rápidamente debido al contenido alto de vacíos en la mezcla.

5.4.2. Equipo

En base a recomendaciones internacionales únicamente se debe utilizar compactadores de rodillo liso metálico-estáticos, ya que los vibratorios tienen tendencia a modificar la granulometría de los agregados por rotura, pueden ser tándem o triciclo de unas 8 -12 toneladas.

Este tipo de rodillos deberán ir pegados a la extendedora y el número de pasadas se establecen cuando se realiza un tramo de prueba, por lo general suelen estar comprendidas entre 3 y 5 pasadas. Para estas mezclas no se contempla la utilización de compactadores neumáticos así se usen adherente, debido a que los agregados finos se pegan a los neumáticos y se produce entonces una mala terminación de la capa.

5.5. CONTROL Y CALIDAD

Según la norma colombiana, cuando la mezcla se ha compactada la cota de cualquier punto de la mezcla no excederá en más de 10 mm de lo planeado.

Se deben extraer muestras al azar y analizar:

- Los vacíos: el promedio de todas las muestras no debería variar en más de tres puntos porcentuales ($\pm 3\%$), individualmente no más de tres muestras variaran en más de cuatro puntos porcentuales ($\pm 4\%$) de lo establecido en el diseño de la mezcla.
- El espesor medio de la capa terminada que como se espera sea mayor o igual a lo planteado en el diseño y el espesor individual por lo menos igual al 90% del de diseño.

Si alguna de las tolerancias son rebasadas o no se alcanzan se recomienda levantar la capa de esa puesta y preparar de nuevo la superficie de soporte.

5.5.1. Seguimiento

La normativa colombiana sugiere verificar, luego de la compactación:

- Textura superficial antes de abrirse al tránsito el pavimento con capa superficial drenante en acorde a la normativa colombiana INV E-791, la profundidad promedio de textura del sector analizado no podrá ser menor de quince décimas de milímetro (1.5 mm), individualmente ninguno de los valores obtenidos sea inferior en más de veinte por ciento (20%) al promedio mínimo exigido.
- Al menos 30 días después de la apertura al tránsito de la capa de mezcla drenante, se harán las determinaciones de la resistencia al deslizamiento. Las medidas se realizarán con el péndulo británico,

en acuerdo a la normativa colombiana INV E - 792 que tiene correspondencia con la norma de ensayo AASHTO T 278 – 90 (1999) y AASHTO M – 261 – 96 (2004). Las medidas se toman en tres puntos por lote en zonas en tangente y en uno por cada curva horizontal y por cada zona en que existan glorieta, intersección, zona de frenado, etc. incluida dentro de la cantidad de mezcla fabricada, y ninguna de ellas podrá presentar un valor inferior a 0.55 para las zonas en tangente y 0.60 para las demás zonas.

5.6. COSTO DE LA CAPA DE RODADURA DRENANTE

A continuación se procede a realizar un análisis comparativo de costos de una mezcla asfáltica porosa y una mezcla asfáltica densa en base a un análisis de precios unitarios, desglosando los elementos que conforman el asfalto; teniendo en cuenta el rubro 405-5 Hormigón asfáltico Mezclado en Planta del MOP_001-F (2002) y los precios que son demandados actualmente en el país en el mercado de la construcción y teniendo las siguientes consideraciones:

Rubro: Hormigón asfáltico poroso Mezclado en Planta

Código: 405-5

Descripción: Este trabajo consistirá en la construcción de capas de rodadura de hormigón asfáltico constituido por agregados con granulometría abierta, arena, material asfáltico y aditivo Kaoamin 14, mezclado en caliente en una planta central, y colocado sobre una base debidamente preparada.

Este cuadro nos detalla la conformación en % de los materiales necesarios para la elaboración de 1 m³ de mezcla asfáltica porosa:

Tabla 75.

Porcentaje de materiales para 1 m³ de mezcla asfáltica porosa.

% DE MATERIALES PARA 1m³ DE MEZCLA ASFÁLTICA POROSA	
Asfalto AC -20 con aditivo Kaoamin 14	4.3 %
Piedra triturada ¾	26 %
Ripio triturado chispa 3/8	58%
Arena	16 %

5.6.1. Análisis de precios unitarios

- Para elaborar un metro cubico de mezcla asfáltica porosa el costo es de \$ 172.50 la inversión total realizada por una fábrica de mezclas asfálticas, utilizado todos los elementos necesarios para la producción de la misma.
- Para elaborar un metro cubico de mezcla asfáltica densa el costo es de \$ 163.90 la inversión total realizada por una fábrica de mezclas asfálticas, utilizado todos los elementos necesarios para la producción de la misma.

Tabla 76.

Análisis de precios unitarios para una mezcla asfáltica porosa.

RUBRO :	HORMIGÓN ASFÁLTICO POROSO MEZCLADO EN PLANTA		UNIDAD:	m3
DETALLE:			RENDIMIENTO(U/H)	1.3
CODIGO MOP:	405-5		K (H/U)	0.77

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales	1.00	1.51	1.51	1.30	1.97
Planta Mezcladora de Asfalto	1.00	88.00	88.00	0.77	67.76
SUBTOTAL M					69.73

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	5.00	3.26	16.30	1.30	21.19
Operador de planta asfáltica	2.00	3.48	6.96	1.30	9.05
SUBTOTAL N					30.24

MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO	
ASFALTO AC -20	m3	0.08	330.00	26.10	
AGREGADO PARA MEZCLA ASFÁLTICA 3/4	m3	0.28	20.50	5.74	
AGREGADO PARA MEZCLA ASFÁLTICA 3/8	m3	0.58	22.00	12.76	
ARENA CON CHISPA	m3	0.16	15.93	2.55	
ADITIVO KAOAMIN 14	Kg	0.59	4.75	2.81	
SUBTOTAL O				49.97	

TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO	
SUBTOTAL P				-	

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)				149.93
INDIRECTOS Y UTILIDADES %:				10%
				14.99
OTROS INDIRECTOS %:				5.00%
				7.50
COSTO TOTAL DEL RUBRO (CD+CI):				172.42
VALOR OFERTADO:				172.50

Tabla 77.

Análisis de precios unitarios para una mezcla asfáltica densa.

RUBRO :	<i>HORMIGÓN ASFÁLTICO DENSO MEZCLADO EN PLANTA</i>		UNIDAD:	m3
DETALLE:			RENDIMIENTO(U/H)	1.3
CODIGO MOP:	405-5		K (H/U)	0.77

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales	1.00	1.51	1.51	1.30	1.965
Planta Mezcladora de Asfalto	1.00	88.00	88.00	0.77	67.760
SUBTOTAL M					69.725

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	5.00	3.26	16.30	1.30	21.19
Operador de planta asfáltica	2.00	3.48	6.96	1.30	9.05
SUBTOTAL N					30.24

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
ASFALTO AC -20	m3	0.09	330.00	30.10
PIEDRA TRITURADA 3/4	m3	0.14	11.88	1.66
RIPIO TRITURADO CHISPA 3/8	m3	0.31	17.38	5.39
ARENA	m3	0.55	9.75	5.36
SUBTOTAL O				42.51

TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
SUBTOTAL P				-

TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P)				142.47
INDIRECTOS Y UTILIDADES %:				10%
				14.25
OTROS INDIRECTOS %:				5.00%
				7.12
COSTO TOTAL DEL RUBRO (CD+CI):				163.84
VALOR OFERTADO:				163.90

5.6.2. Comparación de costos

- Las mezclas porosas o drenantes deben ser construidos con asfaltos aditivados o modificados y áridos que tenga mejor calidad lo que encarece los costos iniciales.
- Para las mezclas drenantes, se tiene que considerar aplicar un aditivo a una concentración del 4.3%, el cual tiene un costo de \$4.75 por kilogramo, lo que nos da un costo en planta aproximado a los \$172.50, a pesar que es un menor porcentaje de asfalto, comparando con las mezclas convencionales, pero el mismo aumenta su valor por la adición del aditivo.

- Al realizar el tendido de la mezcla en obra, se tiene menores costos por el uso de maquinaria, se necesitan únicamente la pavimentadora y el rodillo doble tambor auto-propulsado, se disminuye en alrededor un 15% el costo de maquinaria, realizando una comparación con las mezclas densas.
- Como desventaja de carácter económico se distingue el elevado costo de instalación y de mantenimiento de la permeabilidad en casos de condiciones adversas de aporte de sedimentos.
- El costo del pavimento poroso es comúnmente mayor que el del pavimento convencional, ya que es una mezcla especial con procedimientos de instalación especiales que requieren personal especializado con experiencia.
- El pavimento permeable requiere un mantenimiento constante, lo cual eleva los costos debido a que puede perder permeabilidad ya que a medida que pasa el tiempo los espacios vacíos tienden a taparse con material fino.

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Se comprobó la importancia de seleccionar correctamente el contenido de asfalto presente en un pavimento, especialmente en las mezclas abiertas, donde la adherencia entre agregados y asfalto mejoro en cuanto más material asfaltico se utiliza. Sin embargo, si se utiliza asfalto en exceso el porcentaje de vacíos disminuye haciendo que la mezcla pierda su capacidad drenante.

Los agregados obtenidos de la Mina San Ramón, cumplieron con las características determinadas para ser usados en el diseño de mezclas abiertas, así mismo, el asfalto modificado tuvo muy buenos resultados en los ensayos que se le realizaron, posteriormente el comportamiento del conjunto agregado – asfalto fue excelente, mostrando la importancia de usar materiales de buena calidad y de cumplir las especificaciones existentes buscando siempre relacionarla con la realidad técnica, ambiental y geológica del país.

El 4.3% de asfalto seleccionado fue el correcto, esta conclusión se basa en todos los resultados obtenidos en los ensayos a la mezcla drenante, el desgaste en las muestras estuvo por muy debajo del 20%, la susceptibilidad térmica se encuentra dentro de los rangos esperados (-40 a 60° C) y el contenido de vacíos promedio fue del 22%.

El ensayo cántabro de pérdida por desgaste es el principal método de caracterización para las mezclas drenantes, cuando se lo realiza correctamente reporta datos muy importantes sobre el comportamiento de la mezcla, pero se debe tomar en cuenta que un resultado negativo en este ensayo no necesariamente indica que el contenido de asfalto está equivocado, sino que no existe una buena adherencia entre el asfalto y los

agregados, lo que obligaría a cambiar de agregados o a mejorar el asfalto con otros aditivos.

En el Ecuador falta mucho para explotar todo el potencial de los pavimentos porosos, la mayoría de profesionales en el área vial desconocen del método de diseño por lo cual no se arriesgan a realizarlo, además, las investigaciones en cuanto al tema son muy escasas. Esta investigación espera ser un punto de partida para más estudios que encuentren la manera de minimizar las desventajas y aumentar las ventajas especialmente frente a la seguridad vial, como vimos las mezclas drenantes han ayudado a disminuir los accidentes de tránsito, principalmente provocados por la lluvia.

La comparación de costos mostro que el gasto inicial para realizar una capa de rodadura porosa es un 5% mayor a cuando se ejecuta una capa de rodadura densa, aunque en gastos de construcción se tienen precios más bajos, el mantenimiento que se debe dar a los pavimentos porosos eleva su costo final, esta es otra razón de la resistencia a utilizarlos masivamente.

6.2.RECOMENDACIONES

Esta investigación se realizó en el Laboratorio de Pavimentos de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE utilizando los equipos existentes, pero se encontró que aún hacen falta equipos necesarios para determinar características muy importantes de los pavimentos como los módulos dinámicos y resilientes.

Se recomienda usar el método del cántabro para caracterizar las mezclas drenantes, la razón es porque la metodología en si es muy sencilla y puede ser replicada en cualquier laboratorio aportando datos de rendimientos para los pavimentos porosos.

Aunque el diseño de las mezclas abiertas se basa en la metodología cántabro, siempre es importante realizar el ensayo Marshall para comprobar

que el contenido asfáltico de diseño es el correcto y cumple con los requisitos de estabilidad y flujo necesarios

En esta investigación se trató temas superficialmente pero que aportarían a las ventajas de usar mezcla drenantes, entre ellas tenemos los pavimentos descontaminantes, sistemas de drenaje, pavimento poroso de cemento portland, índices de rugosidad, cálculo de los módulos de rigidez, entre otros que por sí solos podrían ser una investigación que complementa lo ya realizado.

Existen muchos aditivos que mejoran las características del asfalto, anteriormente se realizaron investigaciones sobre el tema en la Facultad de Ingeniería Civil – ESPE, pero solo se basaron en las mezclas densas obteniendo buenos resultados, ahora, se debería probar basado en los resultados ya obtenidos como ayudaría a mejorar las características de las mezclas abiertas

Bajo ningún concepto se debe utilizar compuestos derivados del petróleo, como el aceite de vaselina para intentar mejorar las condiciones de las mezclas asfálticas, porque las mezclas pierden mucha resistencia y sus propiedades se deterioran al instante de ponerlas en contacto con estas sustancias.

BIBLIOGRAFIA

- AASTHO. (2006). *Manual de Diseño de Pavimentos en Base al Método AASHTO - 93,(Traducción)* (3ra ed.). Escuela de Caminos de Montaña: Universidad Nacional de San Juan
- AASTHO_T_245. (2015). Resistance to plastic flow of bituminous mixtures using marshall apparatus.
- Abuhajar, J. (2010). *Diseño y comportamiento de mezclas asfálticas drenantes*. Universidad Católica Santiago de Guayaquil. Retrieved from <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/123456789/1136>
- Acofarma. (2010). Ficha de información técnica: Vaselina líquida.
- Acofarma. (s.f). Ficha de información técnica: Carboximetilcelulosa.
- APA. (2016). Open-graded friction course. *Asphalt Pavement Alliance*. from <http://www.asphaltfacts.com/news/porous-asphalt/open-graded-friction-course-ogfc-pavement/>
- Arian. (2010). Termocuplas: Fundamentos y recomendaciones. from <http://www.emb.cl/electroindustria/articulo.mvc?xid=1502>
- Arriaga, M., Garnica, P., & Rico, A. (1998). Índice internacional de rugosidad *Índice internacional de rugosidad en la red carretera de México* Instituto mexicano del transporte. Secretaría de comunicación y trasportes.
- ASTM_C_136. (s. f). Norma técnica Guatemalteca. Método de Ensayo. Análisis granulométrico por tamices de los agregados fino y grueso.: Comisión Guatemalteca de Normas Ministerio de Economía
- ASTM_D_2041. Método estándar de prueba para Gravedad específica teórica máxima y densidad de mezclas bituminosas de pavimentación: Norma ASTM D 2041-00.
- Ayala, M., & Juárez, I. (2010). *Diseño de mezcla drenante con asfalto modificado disponible en El Salvador*. (Ingeniería), Universidad de El Salvador. Retrieved from <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/485>

- Bianchetto, H. D., Miró Recasens, J. R., & Pérez Jiménez, F. E. (2006). Resistencia al envejecimiento de las mezclas bituminosas en caliente: beneficios y limitaciones de la incorporación de filleres comerciales. Primera parte: estudios en base al método UCL.
- Campos, J. (2008). *Seguimiento y comparación del comportamiento de tramos con mezcla drenante, según zona geográfica y condiciones locales* (Tesis), Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- Castro, M. (2011). *Pavimentos permeables como alternativa de drenaje urbano*. Pontificia Universidad Javeriana. Retrieved from <http://hdl.handle.net/10554/7483>
- Corredor, M. G., & Corros, B. M. (2010). Tipos, causas, niveles de severidad y procedimientos de reparación en fallas en pavimentos asfálticos. Nicaragua: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN PROGRAMA DE CAPACITACIÓN ACADÉMICA.
- Cotopaxinoticias. (2015). from <http://www.cotopaxinoticias.com/>
- CRUZADO, D. A., & SCANDIFFIO, G. R. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS DESCONTAMINANTES.
- de Castro, J. R. E., Colóssio, J. R., & Quispe , R. G. (s. f). Metodología de cálculo de la temperatura de ruptura de pavimentos sometidos a bajas temperaturas y causas probables de fisuramiento. *XII C. I. L. A.*
- del Águila Rodríguez, P. (2000). EXPERIENCIAS SOBRE EL DISEÑO Y CRITERIOS PARA LA CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS EN ZONAS DE ALTURA.
- del Águila Rodríguez, P. (2004). LA REALIDAD ANDINA DE LA VIALIDAD PERUANA. *Revista Vial*.
- Doré, G., & Zubeck, H. (2009). *Cold Regions Pavements* (McGraw-Hill Ed. 1 ed.). United States of America: ASCE.
- Elkoro Ugarteburu, A. (2013). Optimización de la aplicación de nanopartículas fotocatalíticas en morteros.
- EPA. (1999). Storm Water Technology Fact Sheet Porous Pavement. In D. C. Office of Water Washington (Ed.). United States Environmental Protection Agency.

- Ferguson, B. (2005). *Porous pavements* (1 st. ed. Vol. 6). United States of America: CRC Press.
- Ferguson, B. (2013). *Porous Pavements: The Overview* (School of Environmental Design ed.). Athens: University of Georgia.
- Guzmán, E., & Ulloa, D. (2007). *Diseño de mezclas asfálticas drenantes con áridos provenientes de la Provincia de Pichincha*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Ecuador.
- INEN_698. (2010). Áridos para hormigón. Determinación del contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables (Primera revisión ed.): Instituto ecuatoriano de normalización
- INEN_856. (2010). Áridos. Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del árido fino (Primera revisión ed.): Instituto ecuatoriano de normalización.
- INEN_857. (2010). Áridos. Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del árido grueso: Instituto ecuatoriano de normalización.
- INEN_860. (2011). Áridos. Determinación del valor de la degradación del árido grueso de partículas menores a 37,5 mm mediante el uso de la máquina de los Ángeles: Instituto ecuatoriano de normalización.
- INEN_916. (1983). Materiales bituminosos. Determinación de la ductilidad: Instituto ecuatoriano de normalización.
- INEN_917. (1983). Materiales bituminosos. Determinación de la penetración: Instituto ecuatoriano de normalización.
- INEN_920. (1984). Materiales bituminosos. Determinación del punto de reblandecimiento (Método de anillo y bola): Instituto ecuatoriano de normalización.
- INV_E_133. (2007). Equivalente de arena de suelos y agregados finos: Instituto nacional de vías.
- INV_E_724. (2007). Índice de penetración de cementos asfálticos: Instituto nacional de vías.
- INV_E_736. (2007). Porcentaje de vacíos de aire en mezclas asfálticas compactadas densas y abiertas: Instituto nacional de vías.

- INV_E_748. (2007). Residencia de mezclas asfálticas en caliente empleando el aparato marshall *Universidad Politécnica de Cataluña, Zaragoza*: Instituto nacional de vias.
- INV_E_760. (2007). Caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cantabro de pérdida por desgaste Instituto nacional de vias.
- INVIAS_453. (2012). Capítulo 4. Pavimentos asfálticos. Mezcla drenante: Instituto nacional de vias. Especificaciones generales de construcción de carreteras.
- Kandhal, P. (2002). Design, Construction, and Maintenance of Open-Graded Asphalt Friction Courses, *Information Series 115, National Asphalt Pavement Association*.
- KAOAMIN_14. (2016). Hoja de datos de seguridad: KAOAMIN 14 (Revisión 2 ed.): Grupo Transmerquim.
- Lebens, M. A., & Troyer, B. (2012). *Porous Asphalt Pavement Performance in Cold Regions*. USA: Office of Materials and Road Research Retrieved from <http://www.lrrb.org/pdf/201212.pdf>.
- LINDE, S. A. (2012). Hoja de seguridad del material (SDS) Nitrógeno Líquido. Ecuador.
- Martinez, J. (2009). *CAPÍTULO IV: Asfaltos convencionales y asfaltos modificados con polímeros*. Universidad Ricardo Palma, Perú.
- Miller, J. S., & Bellinger, W. Y. (2003). *DISTRESS IDENTIFICATION MANUAL for the Long-Term Pavement Performance Program*. United States of America: Federal Highway Administration.
- MINVU. (2012). *Diseño estructural de pavimentos flexibles*. Chile.
- Miró, J. R. (2006). Nuevas mezclas para capas de rodadura y su Influencia en el confort (ruido) y la seguridad. *Universidad Politécnica de Cataluña, Zaragoza*.
- Miro Recasens, J. R. (1994). *Metodología para la caracterización de ligantes asfálticos mediante el empleo del Ensayo Cántabro, Cap. 5*. (Doctorado), Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Barcelona.
- Montejo, A. (2002). *Ingeniería de pavimentos para carreteras*. Bogota, D.C.: Universidad Católica de Colombia.

- MOP-001-F. (2002). *ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS Y PUENTES*. Ecuador: Ministerio de Transporte y Obras Públicas Retrieved from http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/07/01-07-2013_ConcursoPublico_StoDomingo-Esmeraldas-Especificaciones-Tecnicas.pdf.
- MOP. (2001). *Informe Técnico*. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones: Departamento de Geotécnica.
- MOP. (2003). *Manual de diseño de carreteras y de caminos vecinales*. Ecuador.
- MOP_001-F. (2002). *Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes* República del Ecuador. Ministerio de obras públicas y comunicaciones
- Mora, G., & Pérez, G. (1998). Comparación de mezclas asfálticas drenantes fabricadas con asfalto modificado y sin modificar. *Revista de la Facultad de Ingeniería, Universidad Militar "Nueva Granada"*, 76-86.
- MTOP. (2011). 82 años construyendo obras viales en el Ecuador. Ecuador: Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
- PG-31. (2015). Mezclas bituminosas para capas de rodadura. Mezclas drenantes y discontinuas. Norma Europea: Boletín oficial del estado
- Roberts, F. L., Kandhal, P. S., Brown, E. R., Lee, D.-Y., & Kennedy, T. W. (1996). *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture, Design and Construction* (2d ed.). Lanham, Md.
- Russel, W. L. (2011). *Pavement Design Guide Department of transportation*. Texas.
- Scandiffio, G. R. (2012). Pavimentos descontaminantes a partir de sprays.
- SEMPLADES. (2016). *Plan Nacional Para el Buen Vivir*. (978-9942-07-448-5).
- WikiVía. (2009). La enciclopedia de la carretera. *Asociación Española de la Carretera*. from <http://www.wikivia.org>
- Woods-Ballard, B., Kellagher, R., Martin, P., Jefferies, C., Bray, R., & Shaffer, P. (2007). *The SuDS manual* (CIRIA Ed.). Londres: CIRIA Research Project 697.

WSDOT. (2008). Pavement Guide Interactive *Washington State Department of Transportation*. Whashington: Environmental and Engineering Programs Division.

Yancha, A. G. (2013). *Módulo estático de elasticidad del hormigón en base a su resistencia a la compresión ($f'c=28$ Mpa), fabricado con materiales de la Mina San Ramón, ubicada en la parroquia de Mulaló en la Provincia de Cotopaxi y cemento Chimborazo*. (Ingeniería Civil), Universidad Central del Ecuador, Quito.

Zuñiga, R. (2015). Mezcla Asfáltica en caliente. In M. d. O. Públicas (Ed.): Laboratorio Nacional de Vialidad.