

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**“APLICACION DEL METODO MARSHALL Y
GRANULOMETRIA SUPERPAVE EN EL
DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS EN
CALIENTE CON ASFALTO CLASIFICACION
GRADO DE DESEMPEÑO”**

PRESENTADO POR:

**RAFAEL ALEXANDER CRESPIAN MOLINA
ISMAEL ERNESTO SANTA CRUZ JOVEL
PABLO ALBERTO TORRES LINARES**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2012

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIA GENERAL :

DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

Ph.D. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título

:

**“APLICACION DEL METODO MARSHALL Y
GRANULOMETRIA SUPERPAVE EN EL
DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS EN
CALIENTE CON ASFALTO CLASIFICACION
GRADO DE DESEMPEÑO”**

Presentado por

:

**RAFAEL ALEXANDER CRESPIAN MOLINA
ISMAEL ERNESTO SANTA CRUZ JOVEL
PABLO ALBERTO TORRES LINARES**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores

:

**ING. DILBER ANTONIO SANCHEZ VIDES
MSc. RAMON FRITZ ALVARADO GLOWER**

San Salvador, Septiembre de 2012

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

ING. DILBER ANTONIO SANCHEZ VIDES

MSc. RAMON FRITZ ALVARADO GLOWER

AGRADECIMIENTOS

Nuestro profundo agradecimiento a Dios que nos ha dado la vida y nos da sabiduría y así poder haber concluido este trabajo de graduación.

A nuestros asesores Ing. Dilber Antonio Sánchez Vides y MSc. Ramón Fritz Alvarado Glower quienes atendieron nuestras consultas, nos hicieron las correcciones necesarias y en general nos guiaron en el transcurso de este trabajo de graduación.

Al Ing. Evelio López por poner a disposición el local y equipo de laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil de Universidad de El Salvador, para así realizar los ensayos a necesarios a los agregados.

Al Tec. Ricardo Méndez, Tec. Salvador Murcia e Ing. Luis López de la planta Asfáltica de Constructora DISA en Zacatecoluca que puso a nuestra disposición sus instalaciones de laboratorio y equipo para los ensayos de elaboración, compactación y ensayo de la mezcla asfáltica.

A nuestras familias por su apoyo incondicional.

A todas aquellas personas que en su momento nos apoyaron de una u otra manera en el desarrollo de nuestra Tesis.

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO Y A LA SANTISIMA VIRGEN: Por bendecirme y guiarme en todo momento, por brindarme sabiduría y por ayudarme a levantarme en los momentos duros, por permitirme concluir esta parte de mi vida.

A MIS PADRES: Por inculcarme los valores que me han permitido llegar a esta meta. Por apoyarme incondicionalmente y darme sus consejos, este logro es gracias a ustedes, gracias por la confianza que siempre han tenido y depositado en mí.

A MIS HERMANOS Y HERMANAS: Por brindarme su apoyo incondicional, los momentos que hemos compartido, y estar a mi lado siempre.

A MI FAMILIA Y AMIGOS: Que en un momento u otro me apoyaron y animaron a seguir adelante.

Rafael Crespín

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO: Por darme sabiduría, fuerza y voluntad para realizar este trabajo de graduación. Por permitirme culminar la carrera y estar conmigo en cada momento de mi vida.

A MI PADRE: Ismael Alberto Santa Cruz, por haber sabido guiarme por el camino del bien, por su ayuda, explicaciones en tareas y ser el motor económico que mayormente empujo este sueño, sin su apoyo la culminación de mi carrera no sería posible.

A MI MADRE: Irma Alicia Jovel, porque sé que le hubiera gustado verme triunfar como profesional y sé que en algún lugar ella está feliz por este gran momento de mi vida.

A MI ABUELA: María Eva Rodríguez, en la distancia por su apoyo económico, por todas sus oraciones, deseos y palabras de apoyo para que me convierta en una persona de bien y culmine mis estudios.

A MI HERMANA: Karen Santa Cruz, por apoyarme siempre que la he necesitado.

A MI NOVIA: Rebeca Guerra, a quien desde que conocí, a sido la fuente de inspiración en mi carrera, porque siempre ha estado a mi lado apoyándome, Gracias por todo el esfuerzo, tiempo, que me as dedicado para que pueda culminar este trabajo de graduación y lo demás que has hecho para que culmine la carrera.

Ismael Santa Cruz

DEDICATORIA

A DIOS, por haberme brindado vida y salud durante mis años de estudio, por haber protegido a mi familia y por habernos colmado de bendiciones.

A MIS PADRES, Roxana Elizabeth Linares y Gregorio Antonio Torres, en especial les dedico este trabajo por apoyarme incondicionalmente, por haberme dado la oportunidad de estudiar, por quererme tanto, por ser mis mejores amigos y porque son lo que más quiero en mi vida.

A MIS ASESORES DE TESIS, Ing. Dilber Sanchez y MsC e Ing. Fritz Glower, por habernos guiado y asesorado en nuestro trabajo de graduación.

A Adriana María Gonzalez, Por haberme apoyado, comprendido y llenar de alegría mi vida.

A MIS AMIGOS, a todos por haber ayudado y apoyado cuando lo necesitaba y también por hacer más alegre la vida.

A TODOS LOS INGENIEROS, por haberme brindado el conocimiento necesario para terminar mis estudios.

Pablo Torres

INDICE GENERAL

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.0 GENERALIDADES	2
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.3 OBJETIVOS	8
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.	8
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	8
1.4 ALCANCES	10
1.5 LIMITACIONES	12
1.6 JUSTIFICACIONES	13

CAPITULO II

MATERIALES PETREOS

2.0 MATERIALES PÉTREOS	16
2.1 IMPORTANCIA DEL AGREGADO EN UNA MEZCLA ASFÁLTICA	16
2.2 DEFINICIÓN DE AGREGADO	17
2.2.1 TIPOS DE AGREGADOS	17

2.2.2 CONCEPTOS MÁS FRECUENTES RELACIONADOS A LOS AGREGADOS. _____	18
2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS _____	20
2.2.4 CLASIFICACIÓN Y PRODUCCIÓN DE AGREGADOS _____	21
2.3 ACOPIO Y MANEJO DE AGREGADOS _____	26
2.3.1 GENERALIDADES _____	26
2.3.2 ACOPIO DE AGREGADO _____	27
2.3.3 MANEJO DE AGREGADO. _____	30
2.4. IMPORTANCIA DEL MUESTREO Y REDUCCIÓN DE AGREGADO	33
2.4.1 IMPORTANCIA DEL MUESTREO DE AGREGADO. _____	33
2.4.2 IMPORTANCIA DE LA REDUCCIÓN DE AGREGADO. _____	35
2.5. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS QUE SE UTILIZAN EN MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE (M.A.C) _____	36
2.5.1 PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS UTILIZADOS EN M. A. C. _____	36
2.6 ANALISIS GRANULOMETRICO _____	46
2.6.1. IMPORTANCIA DE UNA BUENA GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO _____	46
2.6.2 MÉTODOS UTILIZADOS PARA DETERMINAR LA GRANULOMETRÍA. _____	52
2.7 REQUERIMIENTOS DE LA GRANULOMETRIA SUPERPAVE _____	54
2.7.1 AGREGADOS MINERALES SUPERPAVE _____	54

2.7.2 PROPIEDADES DE LA FUENTE DE ORIGEN. _____	60
2.7.3 ANÁLISIS DE LA GRANULOMETRÍA SUPERPAVE. _____	62
2.7.4 GRANULOMETRÍA SUPERPAVE. _____	65
2.8 ESPECIFICACIONES PARA AGREGADOS UTILIZADOS EN MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE DISEÑADAS POR EL MÉTODO MARSHALL. _____	75
2.8.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS _____	75
2.8.2 REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LOS AGREGADOS ____	77
2.9 ENSAYOS REALIZADOS A LOS AGREGADOS PÉTREOS PARA OCUPARLOS EN (M.A.C). _____	81
2.9.1 ANÁLISIS POR TAMIZADO DE AGREGADOS GRUESO Y FINO. _____	81
2.9.2 MATERIALES MÁS FINOS QUE PASAN EL TAMIZ DE 75 μ M ____	81
2.9.3 PARTÍCULAS PLANAS, PARTÍCULAS ALARGADAS, Ó PARTÍCULAS PLANAS Y ALARGADAS EN AGREGADO GRUESO ____	82
2.9.4 FINOS PLÁSTICOS EN AGREGADO GRADUADO Y SUELOS POR EL USO DEL ENSAYO DEL EQUIVALENTE DE ARENA _____	83
2.9.5 ENSAYO DE SANIDAD DE AGREGADOS POR SULFATO DE SODIO _____	84
2.9.6 GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO FINO. _____	85

2.9.7 GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO GRUESO. _____	86
2.9.8 RESISTENCIA AL DESGASTE DE AGREGADO GRUESO DE TAMAÑO PEQUEÑO POR IMPACTO Y ABRASIÓN EN LA MÁQUINA LOS ANGELES. _____	87

CAPITULO III

LIGANTES ASFALTICOS DE SUPERPAVE

3.0 LIGANTES ASFALTICOS DE SUPERPAVE _____	108
3.1 GENERALIDADES _____	108
3.1.1 LIGANTES ASFALTICOS _____	108
3.1.2 DEFINICIÓN DE ASFALTO _____	110
3.1.3 CLASIFICACIÓN DEL ASFALTO _____	111
3.2.1 CÓMO SE COMPORTA EL ASFALTO _____	115
3.3 MÉTODOS ACTUALES PARA MEDIR PROPIEDADES DE LOS ASFALTOS _____	120
3.3.1 SUPERPAVE AL RESCATE _____	123
3.4 ESPECIFICACIONES SUPERPAVE PARA LIGANTES ASFALTICOS _____	135
3.4.1 INTRODUCCIÓN _____	135
3.4.2 DEFORMACIÓN PERMANENTE (AHUELLAMIENTO). _____	136

3.4.3 FIGURACIÓN POR FATIGA _____	138
3.4.4 FISURACIÓN POR BAJAS TEMPERATURAS _____	140
3.4.5 CRITERIOS COMUNES DE ESPECIFICACIÓN _____	143
3.4.6 ELECCIÓN DEL LIGANTE ASFALTICO _____	144
3.5 ENSAYO DE ESPECIFICACIÓN _____	156
3.5.1 INTRODUCCIÓN _____	156
3.5.2 ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN _____	157
3.5.3 ENSAYO DE CONFORMIDAD _____	170
3.5.4 ENSAYOS COMUNES _____	173
3.6 ESPECIFICACION PARA LIGANTES ASFALTICOS AASHTO ____	175
3.6.1 ESPECIFICACION AASHTO PARA LIGANTES ASFALTICOS EN FUNCION DE LA PERFORMANCE (MP1)	175
3.6.2 ESPECIFICACION AASHTO PARA LIGANTES ASFALTICOS EN FUNCION DE LA PERFORMANCE (MP1)	176

CAPITULO IV

DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS

4.0 DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS _____	180
4.1 GENERALIDADES _____	180
4.1.1 DEFINICIÓN DE MEZCLA ASFÁLTICA. _____	180
4.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS. _____	181

4.1.3 EVOLUCIÓN DE LOS DISEÑOS DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE. _____	185
4.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA (ANALIZANDO EL MÉTODO MARSHALL)_____	187
4.1.5 PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS _____	192
4.2 MÉTODO DE DISEÑO MARSHALL _____	204
4.2.1 METODOLOGÍA _____	204
4.2.2 PROPOSITO DE LA METODOLOGIA _____	204
4.2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL _____	204
4.2.4 ESPECIFICACIONES DE LA METODOLOGÍA _____	205
4.2.5 EVALUACIÓN Y AJUSTES DE UNA MEZCLA DE DISEÑO. ____	209
4.2.6 ENSAYOS REALIZADOS A LA MEZCLA ASFÁLTICA COMPACTADA. _____	215
4.3 DOSIFICACION DE AGREGADOS _____	218
4.3.1 DOSIFICACIÓN. _____	218
4.3.2 METODO ANALITICO. _____	218
4.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE UTILIZANDO EL METODO MARSHALL. _____	228
4.4.1 PROCEDIMIENTO PARA LA COMBINACIÓN DE AGREGADOS CON GRANULOMETRIA SUPER PAVE. _____	232
4.4.1 COMPROBACIÓN GRANULOMÉTRICA _____	237
4.4.2 DOSIFICACIÓN DE AGREGADOS _____	240

4.4.3 ESTIMACIÓN DEL PORCENTAJE ÓPTIMO DE ASFALTO_____	242
4.4.4 PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR LA DOSIFICACIÓN DE AGREGADO Y ASFALTO _____	246

CAPITULO V

ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS DEL DISEÑO

5.0 ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS DEL DISEÑO _____	251
5.1 TRABAJO DE LABORATORIO PARA EL DISEÑO DE LA MEZCLA. 251	
5.1.1 GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK (AASHTO T 166-05)._____	259
5.1.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA TEÓRICA MÁXIMA (AASHTO T 209 - 05)._____	262
5.1.3 RESISTENCIA AL FLUJO PLÁSTICO DE MEZCLAS BITUMINOSAS UTILIZANDO EL EQUIPO MARSHALL, AASHTO T 245- 97(2004). _____	266
5.2 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO. _____	274
5.2.1 ANÁLISIS DE LA DENSIDAD. _____	275
5.2.2 ANÁLISIS DE VACÍOS DE AIRE. _____	276
5.2.3 ANÁLISIS DE VACÍOS EN EL AGREGADO MINERAL. _____	277
5.2.4 ANÁLISIS DE VACÍOS LLENOS DE ASFALTO (VFA). _____	278
5.3 GRÁFICOS DE RESULTADOS OBTENIDOS _____	279

5.3.1 OBSERVACIONES Y TENDENCIAS DE LAS GRÁFICAS DE DISEÑO. _____	280
5.4 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO. _____	284
5.5 PUNTO DE COMPROBACIÓN. _____	289
5.5.1 CONTENIDO DE ASFALTO POR MÉTODO DE IGNICIÓN ASMD 6307- 05 _____	291
5.5.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL AGREGADO EXTRAÍDO AASHTO T30-93 (2003). _____	296

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES _____	303
RECOMENDACIONES _____	306
BIBLIOGRAFIA _____	307
ANEXOS _____	308
ANEXO 1: RAZÓN DE CORRELACIÓN ESTABILIDAD _____	309
ANEXO 2: CRITERIOS DEL INSTITUTO DEL ASFALTO PARA EL DISEÑO MARSHALL _____	310
ANEXO 3: PORCENTAJE MÍNIMO DE VMA _____	311
ANEXO 4: CARTA CALIBRACIÓN DE EQUIPO ESTABILIDAD Y FLUJO. _____	312

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – Método (A) Incorrecto (B) correcto para Apilar Agregado con Partículas Grandes y Pequeñas. _____	29
FIGURA 2.2 – Apilamiento con Grúa _____	30
FIGURA 2.3 – Segregación Causada por el Buldózer. _____	32
FIGURA 2.4 - Reducción de Muestras de Agregado. _____	35
FIGURA 2.5 – Maquina de Desgaste de Los Angeles. _____	39
FIGURA 2.6 – Agregado con Diferentes Formas y Texturas Superficiales ____	42
FIGURA 2.7 – Análisis de Tamices. _____	48
FIGURA 2.8 – Grafico Típico de una Granulometría Exponencial y Ejemplo de una Banda de Granulometría. _____	51
FIGURA 2.9 – Representación de granulometrías según la FHWA _____	65
FIGURA 2.10 – Ilustración de cómo se grafican las abscisas _____	66
FIGURA 2.11 – Graduación de máxima densidad para tamaño máximo de 19 mm _____	67
FIGURA 2.12 – Limites para las granulometrías SUPERPAVE _____	72
FIGURA 3.1 – Comportamiento del flujo del cemento asfaltico _____	115
FIGURA 3.2 – Vista microscópica de las características de flujo de un líquido _____	116

FIGURA 3.3 – Características de viscosidad de varios líquidos _____	117
FIGURA 3.4 – Comportamiento de los sólidos elásticos _____	118
FIGURA 3.5 – Ensayos de penetración y viscosidad _____	121
FIGURA 3.6 – Susceptibilidad térmica de tres asfaltos _____	122
FIGURA 3.7 – Reómetro de corte dinámico _____	125
FIGURA 3.8 – Viscosímetro rotatorio _____	127
FIGURA 3.9 – Principio de la viga a flexión _____	128
FIGURA 3.10 – Ensayo de tracción directa _____	131
FIGURA 3.11 – Ensayo de película delgada en horno rotatorio _____	133
FIGURA 3.12 – Cámara de envejecimiento a presión _____	134
FIGURA 3.13 – Ejemplo de la especificación SUPERPAVE para ligantes ____	136
FIGURA 3.14 – Requisitos del factor de ahuellamientos de la especificación SUPERPAVE _____	137
FIGURA 3.15 – Control de ahuellamiento en la especificación SUPERPAVE	137
FIGURA 3.16 – Requisitos del factor de agrietamiento de la especificación SUPERPAVE _____	139
FIGURA 3.17 – Control del agrietamiento por fatiga en la especificación SUPERPAVE _____	140

FIGURA 3.18 – Requisitos de la especificación SUPERPAVE para baja temperatura _____	141
FIGURA 3.19 – Distribución anual de la temp. máxima de aire (7 días) en Topeka, KS _____	146
FIGURA 3.20 – Distribución de temperaturas del aire altas y bajas para diseño, Topeka, KS _____	147
FIGURA 3.21 – Distribución de las temperaturas altas y bajas del pavimento para diseño, Topeka, KS _____	148
FIGURA 3.22 – Diferentes grados de ligantes para Topeka, KS _____	149
FIGURA 3.23 – Calculo grado ligante PG con software LTPPBIND _____	155
FIGURA 3.24 – Ensayos de clasificación. Ligantes no envejecidos _____	163
FIGURA 3.25 – Ensayos de clasificación- ligantes envejecidos en el RTFO_	164
FIGURA 3.26 – Ensayos de clasificación–punto de partida para baja temp. (PG 58) _____	167
FIG 3.27 – Ensayos de clasificación – punto de partida para baja temp. (PG 64) _____	168
FIGURA 3.28 – Ensayos de clasificación. Determinación del grado de baja temp. del ligante partiendo de la rigidez en creep, valor-m y def. especifica en falla por tracción. _____	169
FIG 3.29 – Proceso de ensayos de conformidad para un PG 58-22. _____	172

FIGURA 3.30 – Proceso de ensayos de conformidad para un PG 58- 22(continuación) _____	173
FIGURA 4.1 – Representación de la composición típica de una mezcla asfáltica. _____	191
FIGURA 4.2 – Ahuellamiento _____	194
FIGURA 4.3 – Corrimiento _____	195
FIGURA – 4.4 Peladura _____	199
FIGURA 4.5 – Fisura Transversal _____	199
FIGURA 4.6 – Fisura en bloque _____	200
FIGURA 4.7 – Fisura Piel de Cocodrilo _____	201
FIGURA 4.8 – Curvas Fuller de Máxima Densidad Basadas en un Gráfico Normalizado Semi-log de Granulometría. _____	210
FIGURA 4.9 – Curvas de Densidad Máxima Basadas en un Gráfico FHWA (potencia de 0.45) de Granulometría. _____	211
FIGURA 4.10 – Curvas granulométricas agregado Grueso y Fino. _____	221
FIGURA 4.11 – Grafica de la Especificación y la Media. _____	222
FIGURA 4.12 – Grafica de Especificación, Promedio y Mezcla _____	223
FIGURA 4.13 – Curva granulométrica agregado Grueso, Medio y Fino. _____	225
FIGURA 4.14 – Grafica de Especificación, Promedio y Mezcla. _____	227

FIGURA 4.15 – Granulometría Superpave para agregado de tamaño máximo nominal de 19 mm. _____	236
FIGURA 4.16 – Grafica granulométrica de la combinación de los tres agregados. _____	244
FIGURA 5.1– Curva Reológica Asfalto PG 64-22. _____	252
FIGURA 5.2 – Calentamiento previo de agregados: _____	253
FIGURA 5.3 – Elaboración de Mezcla Asfáltica: _____	253
FIGURA 5.4 – Cuarteo de la mezcla asfáltica: _____	254
FIGURA 5.5 – Calentado de equipo de compactación: _____	254
FIGURA 5.6 – Colocación de la mezcla en el molde de compactación. ____	256
FIGURA 5.7 – Verificación de temperatura de compactación: _____	256
FIGURA 5.8 – Compactación de la mezcla Asfáltica. _____	257
FIGURA 5.9 – Curado de briquetas. _____	257
FIGURA 5.10 – Peso seco de Briqueta. _____	260
FIGURA 5.11 – Peso sumergido de Briqueta. _____	260
FIGURA 5.12 – Picnómetro Teórica Máxima. _____	263
FIGURA 5.13 – Equipo teórica máxima: _____	264
FIGURA 5.14 – Equipo de vacío, vibrado, picnómetro y manómetro ensamblado. _____	264

FIGURA 5.15 – Zona de realización ensayo teórica máxima. _____	265
FIGURA 5.16 – Pesado en aire de Picnómetro + Agua + Mezcla. _____	265
FIGURA 5.17 – Colocación de briqueta antes de ensayo: _____	268
FIGURA 5.18 – Aplicación de cargar durante el ensayo de estabilidad y flujo. _____	269
FIGURA 5.19 – Gráfico Porcentaje de vacíos - Contenido de Asfalto _____	281
FIGURA 5.20 – Gráfico %VMA - Contenido de Asfalto _____	282
FIGURA 5.21 – Gráfico %VFA - Contenido de Asfalto _____	282
FIGURA 5.22 – Gráfico Densidad - Contenido de Asfalto _____	283
FIGURA 5.23 – Gráfico Estabilidad - Contenido de Asfalto _____	283
FIGURA 5.24 – Gráfico Flujo - Contenido de Asfalto _____	284
FIGURA 5.25 – Horno para el ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05. _____	293
FIGURA 5.26 –Ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05: _____	293
FIGURA 5.27 –Ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05: _____	294
FIGURA 5.28 –Ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05: _____	294

FIGURA 5.29 – Copia impresa proporcionada por el horno de los resultados:295

FIGURA 5.30 – Extracción de contenedores con el agregado a ensayar según AASHTO T30-93 (2003), al final del ensayo de extracción de asfalto por ignición. _____ 298

FIGURA 5.31 – Agregado extraído al final del ensayo de extracción de ligante asfáltico por ignición, y a realizarse la granulometría. _____ 298

FIGURA 5.32 – Grafica de granulometría con especificación SUPERPAVE para agregado para un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ ". _____ 300

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1– Clasificación de Agregados. _____	20
TABLA 2.2 – Tamaño de Muestras. _____	34
TABLA 2.3 – Composición Típica del Concreto Asfáltico. _____	49
TABLA 2.4 – Tamaños Típicos de Tamices _____	52
TABLA 2.5 – Requerimientos de Superpave para la angularidad del agregado grueso. _____	57
TABLA 2.6 – Requerimientos de Superpave para la angularidad del agregado fino. _____	58
TABLA 2.7 – Requerimientos de Superpave para las partículas chatas y alargadas. _____	59
TABLA 2.8 – Requerimientos de Superpave para el contenido de arcilla. _____	59
TABLA 2.9 – Distintos tipos de requerimientos para granulometrías SUPERPAVE _____	69
TABLA 2.10 – Requerimientos de Graduación para agregados Finos _____	79
TABLA 2.11 – Rango de Valores para Graduación de Agregados para Pavimentos de Concreto Asfáltico en Caliente. _____	80
TABLA 3.1– Requisitos para clasificar el asfalto según especificación ASTM D 946 _____	112

TABLA 3.2 – Requisitos para cementos asfálticos clasificados por viscosidad a 60 ^o C _____	113
TABLA 3.3 – Requisitos para cementos asfálticos clasificados por viscosidad a 60 ^o C _____	114
TABLA 3.4 – Objetivos de ensayos a ligantes SUPERPAVE _____	124
TABLA 3.5 – Grados de ligante asfáltico SUPERPAVE _____	144
TABLA 3.6 – Registro máximas temperaturas _____	152
TABLA 3.7 – Registro mínimas temperaturas _____	153
TABLA 3.8 – Requerimientos Para Ensayos a Ligantes Asfálticos SUPERPAVE _____	158
TABLA 3.9 – Especificación Superpave para Ligantes PG. _____	159
TABLA 3.10 – Especificación Superpave para Ligantes PG. _____	175
TABLA 3.11 – Especificación Superpave para Ligantes PG. _____	176
TABLA 4.1 – Causas y efectos de la poca durabilidad _____	196
TABLA 4.2 – Causas y efectos de la poca resistencia al deslizamiento. _____	202
TABLA 4.3 – Causas y efectos de mezcla demasiado permeable _____	202
TABLA 4.4 Causas y efectos de la mala trabajabilidad. _____	203
TABLA 4.5 – Graduaciones Propuestas para Mezclas Cerradas _____	206
TABLA 4.6 – Criterios del Instituto del Asfalto para el Diseño Marshall _____	207

TABLA 4.7 – Porcentaje Mínimo de VMA _____	208
TABLA 4.8 – Especificaciones y granulometría de los dos agregados a ser combinados. _____	220
TABLA 4.9 – Especificaciones y granulometría de los dos agregados a ser combinados. _____	222
TABLA 4.10 – Especificaciones y granulometría de los tres agregados a ser combinados. _____	223
TABLA 4.11 – Especificaciones y granulometría de los tres agregados a ser combinados. _____	227
TABLA 4.12 – Requerimientos de Superpave para la granulometría de mezcla asfáltica para agregados de tamaño máximo nominal 19mm. _____	234
TABLA 4.13 – Cálculos de las Combinaciones Granulométricas y la Especificación Granulométrica Superpave para agregado de 19mm. _____	235
TABLA 4.14 – Corrección para Pesos. _____	238
TABLA 4.15 – Comprobación Granulométrica de la Combinación de Agregados. _____	239
TABLA 4.16 – Porcentajes Calculados para Cada Fracción de Agregado. ____	241
TABLA 4.17 – Dosificación para una Briqueta de 4.0% de Asfalto. _____	246
TABLA 4.18 – Dosificación para una muestra de Teórica Máxima con 4.0% de Cemento Asfalto. _____	247

TABLA 4.19 – Dosificaciones para Teórica Máxima con un Peso Aproximado de 2500.0 g _____	248
TABLA 4.20 – Dosificaciones para Briquetas con un Peso Aproximado de 1200.0 g _____	248
TABLA 5.1 – Resumen del calculo de la Gravedad Especifica Bulk. _____	261
TABLA 5.2 – Resumen del calculo de la Gravedad Teórica Máxima. _____	266
TABLA 5.3 – Resumen del calculo de Estabilidad y Flujo. _____	270
TABLA 5.4 – Resumen Gravedad Específica Bulk, Gravedad Específica Teórica Máxima y Porcentaje de Vacíos. _____	275
TABLA 5.5 – Resumen para el calculo de Vacíos en el Agregado Mineral (VMA). _____	277
TABLA 5.6 – Resumen para el cálculo del Porcentaje de Vacíos llenos de Asfalto (VFA). _____	278
TABLA 5.7 – Resumen para el trazado de los gráficos del Método Marshall	279
TABLA 5.8 – Comparación de resultados obtenidos con los criterios del Método Marshall _____	287
TABLA 5.9 – Cuadro resumen diseño de mezcla asfáltica, Granulometría SUPERPAVE para agregado con tamaño máximo de ¾". _____	288
TABLA 5.10 – Cuadro resumen diseño ensayos al punto de comprobación.	290

TABLA 5.11 – Tamaño de la muestra para el ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05. _____	292
TABLA 5.12 – Resumen de resultados ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05. _____	295
TABLA 5.13 – Resumen de resultados ensayo de granulometría al agregado extraído según AASHTO T30-93 (2003). _____	299
TABLA 5.14 – Resumen de resultados criterios del método Marshall para tráfico alto. _____	301

SIGLAS

- ASTM** : American Society for testing Materials (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales)
- AASHTO** : American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte)
- MAC** : Mezcla Asfáltica en Caliente
- NCHRP** : *National Cooperative Highway Research Program*
(*Programa Nacional Cooperativo para la investigación de Carreteras*)
- PG** : Performance Grade (Grado de desempeño)
- SHRP** : Strategic Highway Research Program (Programa Estratégico para la Investigación de Carreteras)
- SUPERPAVE** : *Superior Performing Asphalt Pavements (Pavimentos Asfálticos de Rendimiento Superior)*

INTRODUCCION

Las carreteras son de vital importancia para la sociedad salvadoreña, y la gran mayoría están hechas de concreto asfáltico, es por esto que el desempeño de las mismas depende de la calidad de los materiales, procesos constructivos y también de un buen diseño. El diseño de una carretera abarca desde el diseño geométrico hasta el diseño de la mezcla asfáltica utilizada en la capa de rodadura, este diseño es lo que nos concierne estudiar y desarrollar en el presente documento, por lo que ahondaremos en los requerimientos y metodologías de diseño de las Mezclas Asfálticas en Caliente (MAC).

En el Salvador, históricamente se ha desarrollado la metodología Marshall de diseño para MAC, ésta si bien es cierto aun tiene vigencia en nuestro país, es necesario dar a conocer las nuevas metodologías, como la metodología SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavements) desarrollada por el Strategic Highway Research Program (SHRP), esta nueva metodología propone nuevas especificaciones para los agregados pétreos de las MAC así como una nueva clasificación de ligantes asfálticos, normalmente clasificados por penetración y viscosidad, mediante su desempeño en un rango de temperaturas máximas y mínimas. También propone nuevas formas de especímenes y formas de compactación y por ultimo nuevos ensayos hechos a la mezcla para predecir su desempeño bajo ciertas circunstancias. Desarrollar esta metodología llevaría a un gasto oneroso en equipo nuevo de laboratorio por lo

que en la presente investigación, solamente se utilizó las nuevas especificaciones para agregados y ligantes, pero no así el resto de la metodología, utilizando para ello el método Marshall. El presente trabajo pretende sentar un precedente para abrir una puerta a las nuevas tecnologías concernientes a las MAC, ya que por los resultados obtenidos se obtienen mejoras sensibles para los parámetros promedios en El Salvador. Los capítulos que se abordan en el presente documento son los siguientes:

Capítulo I se da una breve descripción de los objetivos, alcances y limitaciones para el desarrollo de este documento.

Capítulo II, se da una breve descripción de la teoría relacionada a los agregados así como especificaciones para su manejo y acopio en planta, control de calidad de materiales pétreos y los ensayos que básicamente se le realizan a los agregados.

Capítulo III, se hace breve mención de las características y propiedades más importantes del asfalto, su composición y como todos estos parámetros influyen en las propiedades de la mezcla; así como también los ensayos básicos que se realizan para comprobar el grado de desempeño que propone la metodología SUPERPAVE para los ligantes asfálticos.

Capítulo IV, contempla una breve descripción de las propiedades necesarias a tomar en cuenta para el diseño de una MAC, también se desarrolla un breve procedimiento, a modo de ejemplo, del diseño de una MAC y los ensayos necesarios para poder realizar el diseño con el método Marshall.

Capítulo V, se describe el diseño realizado para el presente trabajo y también los resultados obtenidos en laboratorio este.

Capítulo VI, se dan las conclusiones concernientes a todos los capítulos y las recomendaciones de aspectos importantes.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.0 GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

En El Salvador a raíz del conflicto armado que se vivió de 1979 a 1992, la infraestructura vial al igual que algunas edificaciones, fueron dañadas enormemente y se deterioraron por el poco mantenimiento. Después del conflicto se inició la etapa de reconstrucción en todo el país. El área de mantenimiento vial fue una de las mayores actividades, así como la rehabilitación y construcción de nuevas vías para mantener habilitado el sistema vial de todo el país y la interconexión con las carreteras internacionales para fomentar el desarrollo local e internacional, con esto se obtuvieron muchos beneficios a la población en general, generando fuentes de empleo y mejoras en el sistema de comunicación terrestre.

Las capas de rodadura de las vías pavimentadas del país, en su mayoría son del tipo flexible a base de mezcla asfáltica en caliente. La mayoría de mezclas asfálticas son tipo densa y/o abierta, el principal método de diseño que se utiliza es: método Marshall.

El método Marshall fue desarrollado por Bruce Marshall, Ex-Ingeniero de Bitúmenes del Departamento de Carreteras del Estado de Mississippi.

El Ensayo Marshall, surgió de una investigación iniciada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en 1943. Varios métodos para el

diseño y control de mezclas asfálticas fueron comparados y evaluados para desarrollar un método simple.

Dicho cuerpo de ingenieros decidió adoptar el método Marshall, desarrollarlo y adaptarlo para el diseño y control de mezclas de pavimento bituminoso en el campo, debido, principalmente a que este método utilizaba equipo portátil. A través de una extensa investigación de pruebas de tránsito, y de estudios de correlación, en el laboratorio, se mejoraron y agregaron ciertos detalles al procedimiento del Ensayo Marshall, y posteriormente se desarrollaron los criterios de diseño de mezclas. Este procedimiento de diseño continúa siendo el principal método utilizado en el país.

Hoy, el pavimento asfáltico es la alternativa más usada en la infraestructura vial de El Salvador, razón por la cual es importante conocer y estar al tanto de nuevos avances que permitan incrementar la vida útil y la calidad de este, ya que el país es muy vulnerable a desastres naturales. Los principales factores de daño de las vías son: La lluvia y las elevadas cargas de tránsito dañando las estructuras de pavimento y reduciendo su vida útil, generando mayores gastos para su mantenimiento y reparación.

Para mejorar la calidad de la mezcla asfáltica y mantener su vida útil según se diseñó, mucho tiempo después de la creación del método Marshall, surgió un nuevo método de diseño de mezclas asfálticas en caliente, el cual es conocido a nivel mundial como SUPERPAVE. De los resultados del programa estratégico

de investigación de carreteras de los EE.UU, surgieron las especificaciones SUPERPAVE (SUperior PERformance Asphalt PAVEments). Creadas por el programa SHRP (Strategic Highway Research Program) o Programa Estratégico de Investigación de Carreteras, desarrollado entre 1987 y 1993 en los Estados Unidos. Parte fundamental del desarrollo del programa es que entre las investigaciones llevadas a cabo revelaron que era necesario:

- a) Cambios completos en especificaciones y ensayos, respecto a los ligantes asfálticos debido a su comportamiento Visco-Elástico
- b) Casi ningún cambio en los ensayos sobre los agregados pétreos (El cambio realizado es en la Curva de Graduación)
- c) Cambios esenciales en los procedimientos para el establecimiento del diseño de una mezcla asfáltica.

Los cambios fueron establecidos en lo que se conoce como SUPERPAVE, que representa un sistema mejorado para el diseño de mezclas asfálticas en caliente, el cual incluye especificaciones para ligantes asfálticos, equipo y procedimiento de ensayo, criterios de selección de materiales, análisis y diseño de mezclas asfálticas, software de apoyo y modelos de predicción, basados en

el comportamiento de los pavimentos asfálticos. Actualmente, SUPERPAVE establece tres niveles de utilización basados en la cantidad esperada de ejes equivalentes de carga durante el periodo de diseño del pavimento. El primer nivel, conocido como proporcionamiento Volumétrico, es el que actualmente se desarrolla en algunos estados de la unión Americana. Los 2 niveles superiores siguen siendo investigados.

La implementación completa de este nuevo sistema, en los EE.UU., en el mundo entero y sobre todo en El Salvador, requiere inversiones para adquisición de equipos de laboratorio así mismo para el desarrollo consistente de los niveles superiores. Entidades en los EE.UU siguen usando el método tradicional conocido en el país (el método Marshall) y procuran en el mejor de los casos cumplir con los términos del llamado hasta ahora Primer Nivel.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En El Salvador la mezcla asfáltica más utilizada en la capa de rodadura es específicamente las mezclas asfálticas en caliente, las cuales se conforman de agregados pétreos y cemento asfáltico, que son debidamente calentados a una temperatura adecuada para poder mezclarse y luego colocarse. Luego aparecieron las mezclas asfálticas en frío, en las cuales se sustituyó el cemento asfáltico y en su lugar se empezó a hacer uso de las emulsiones asfálticas como ligante para conformar la mezcla. Estas mezclas presentaban la ventaja

de poder realizarse sin la necesidad de calentar los componentes a alta temperatura, ya que con el uso de la emulsión, esta era posible realizarla a temperatura ambiente, aunque sus principales desventajas han sido no poder utilizarse para condiciones de alto tráfico, a la vez que requieren mayores tiempos para la apertura al tráfico después de colocada y compactada la mezcla. Por lo tanto para países como El Salvador donde el alto tráfico es una de las condiciones obligatorias a cumplir, además que en una construcción vial se espera que en cuanto finalice su construcción sea abierto el paso vehicular, en conclusión para países en vías de desarrollo es más conveniente utilizar mezclas asfálticas en caliente así sean mezclas densas como en mezclas abiertas. Pero actualmente la colocación de mezclas asfálticas ha ocasionado muchos problemas en cuanto a la obtención de las propiedades mecánicas para las cuales la mezcla fue diseñada, debido a que la temperatura de colocación de la mezcla es muy difícil de controlar ya que los factores ambientales son muy aleatorios y no se puede predecir con exactitud lo que sucederá con el clima, por eso en un afán de ponerse a la vanguardia respecto a la tecnología que se utiliza en la actualidad; como un primer paso hacia el empleo en El Salvador del método de diseño SUPERPAVE para mezclas asfálticas, realizaremos un diseño de mezcla asfáltica con el método Marshall (aplicado actualmente en el país) para el análisis de estabilidad, flujo y demás propiedades volumétricas que se analizan en una mezcla asfáltica, por otra parte el método SUPERPAVE se empleará en el diseño de la estructura

granular de la mezcla (granulometría), además este método a su vez especifica el tipo de asfalto que utilizaremos en el diseño, es el asfalto grado de desempeño. Respecto al grado del asfalto a utilizar este se determinará en base a las temperaturas promedio mínimas y máximas para la zona central del país, y así obtener que tipo de PG (Grado de Desempeño) es el más apropiado para asegurar un desempeño adecuado para resistir deformaciones o agrietamientos por temperaturas bajas o por fatiga, en condiciones de trabajo que se han correlacionado con ensayos especiales y simulaciones de envejecimiento a corto y a largo plazo. Estos ensayos miden propiedades físicas que pueden ser directamente relacionadas, mediante principios de ingeniería, con el comportamiento en obra, y forman parte de los productos del Programa de Investigación de Carreteras desarrollado por la Unión Americana, conocida como la Tecnología.

Actualmente en El Salvador, este tipo de asfalto no ha sido utilizadas en la construcción de carreteras; debido a que no se cuenta con refinería que lo produzca, es de mucha importancia realizar una investigación que nos permita conocer acerca de sus propiedades y cuanto puede contribuir para un mejor desempeño de la mezcla en el pavimento. Al final se analizará los resultados obtenidos del diseño planteado. Esta investigación, colaboraría también a que las empresas dedicadas a la producción de mezclas asfálticas, conozcan y evalúen las ventajas y desventajas de trabajar con este tipo de granulometría y asfalto.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL.

- ✓ Aplicar el método Marshall y granulometría SUPERPAVE en un diseño de mezcla asfáltica en caliente con asfalto clasificación grado de desempeño.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- ✓ Determinar las proporciones considerando tres agregados pétreos a utilizar para el método Marshall y que constituirán la combinación granulométrica; para el diseño de la mezcla asfáltica, y verificar que la curva granulométrica de esta combinación teórica pase por los puntos de control y evite la zona restringida que establece el método SUPERPAVE, además de ver que se cumpla con la calidad de los agregados de acuerdo a las normativas técnicas especificadas.
- ✓ Determinar el grado del asfalto PG apropiado para el diseño, basándonos en las temperaturas ambiente promedio máximas y mínimas para la zona central del país.
- ✓ Evaluar el contenido óptimo teórico de asfalto y determinar el valor que será utilizado en el diseño de la mezcla de laboratorio.

- ✓ Elaborar las Mezclas de prueba en el laboratorio, de acuerdo a las proporciones de agregados y asfalto que se establecieron según las normativas técnicas empleadas.

- ✓ Ensayar las mezclas de prueba mediante el Método Marshall y observar si la mezcla asfáltica cumple con los criterios que establece el Instituto del Asfalto para tránsito alto.

1.4 ALCANCES

- ✓ Los ensayos concernientes a la determinación de la calidad de los materiales; corresponderán nada más a aquellos que sean de utilidad para el diseño de la mezcla asfáltica en caliente.

- ✓ La investigación abordará el diseño teórico y el diseño de laboratorio, excluyendo para la presente; la producción de la mezcla en planta y la realización de tramos de prueba.

- ✓ El asfalto a emplear en la elaboración de las mezclas asfálticas será del tipo PG (Grado de Desempeño) ya que éste es el tipo de asfalto que propone la metodología SUPERPAVE para el diseño de mezclas asfálticas. En lo que concierne a la información técnica que se requiera de éste, como resultados de ensayos para su clasificación, etc.; estos serán proporcionados por la entidad que proporcione el asfalto para esta investigación.

- ✓ La granulometría a utilizar en el diseño que comprende éste trabajo de investigación; se basará en el tamaño máximo nominal del agregado de más empleo en el país: $\frac{3}{4}$ ".

- ✓ El diseño obtenido de la mezcla asfáltica en caliente, se analizará para un tráfico alto ya que representa las condiciones más desfavorables a las cuáles se puede someter un pavimento en las carreteras en el país.
- ✓ Para un análisis mas profundo de los resultados, se realizará el diseño de una mezcla asfáltica con el método SUPERPAVE; cuyos ensayos de laboratorio será necesario realizarlos en Costa Rica, al ser el país mas cercano que cuenta con el equipo de laboratorio necesario.
- ✓ Debido a que el grado de asfalto a utilizar depende de la temperatura ambiente; la mezcla diseñada seria aplicable en el Área Metropolitana de San Salvador, de modo de obtener el rendimiento esperado de la misma.

1.5 LIMITACIONES

- ✓ Debido a que en El Salvador no se cuenta con el equipo necesario para hacerle los ensayos respectivos al tipo de asfalto a utilizar, estos no serán realizados por nosotros; si no los resultados o datos de estos serán proporcionados por la institución que proporcione el asfalto.

- ✓ Existe una cantidad pobre de información en El Salvador, en cuanto al diseño de mezclas asfálticas aplicando el método SUPERPAVE se refiere, ya que se requiere de laboratorios especializados y en el país no se cuenta con estos, por lo tanto se adaptara solamente la parte del análisis granulométrico de dicho método y la inclusión de un nuevo tipo de ligante asfáltico.

- ✓ La realización de los ensayos del método SUPERPAVE; tanto a la mezcla asfáltica como el asfalto utilizado, estarán sujetos a las condiciones establecidas en el convenio de cooperación con la Universidad de Costa Rica.

1.6 JUSTIFICACIONES

La práctica actual del diseño de mezclas asfálticas deja ver la importancia de lograr propiedades volumétricas adecuadas en la carpeta asfáltica terminada, ya que de esto depende en gran medida el desempeño de la superficie de rodamiento en su vida de servicio. De ahí, la trascendencia de simular de manera adecuada en el laboratorio la densificación que ocurre en campo, bajo la acción vehicular y de esta forma llegar a fórmulas de trabajo que permitan dosificar mezclas que exhiban un mejor comportamiento en condiciones específicas de tránsito y clima; siendo esto lo que persiguen las nuevas metodologías de diseño de mezclas.

La práctica de diseño de mezclas asfálticas ha recurrido a diferentes métodos para establecer un diseño óptimo en laboratorio; La comúnmente más utilizada en El salvador es el método Marshall. Debido a la necesidad de crear nuevos métodos de diseño de mezclas asfálticas y así obtener un mejor desempeño del pavimento surgió el método SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavement) que busca analizar y establecer predicciones del desempeño del pavimento. Pero el empleo en el país de esta nueva metodología de diseño de mezcla asfáltica se ve limitada por el alto costo de los equipos de laboratorio necesarios para la realización de los ensayos que comprende el método razón por la cual en el medio no se cuentan con los mismos.

Por ello la propuesta de diseñar una mezcla asfáltica en caliente siempre con el método Marshall pero con granulometría SUPERPAVE y un asfalto tipo PG (Grado de Desempeño); busca diseñar una mezcla asfáltica en caliente que brinde un mejor desempeño que los convencionales, esto a través de aplicación de la granulometría del método SUPERPAVE y el diseño de la mezcla con el método Marshall, y así poder usar para los ensayos el equipo de laboratorio con el que se cuenta.

Además empresas dedicadas a la producción de mezcla asfáltica podrán conocer los resultados y beneficios del empleo de este tipo de mezclas diseñadas con el método Marshall pero con asfalto y granulometría SUPERPAVE, y así evaluar su implementación en el país.

Por todo lo anterior es importante realizar la investigación:

“APLICACIÓN DEL METODO MARSHALL Y GRANULOMETRÍA SUPERPAVE EN EL DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE CON ASFALTO CLASIFICACIÓN GRADO DE DESEMPEÑO”.

CAPITULO II

MATERIALES PETREOS

2.0 MATERIALES PÉTREOS

2.1 IMPORTANCIA DEL AGREGADO EN UNA MEZCLA ASFÁLTICA

En el diseño de una mezcla asfáltica en caliente intervienen dos materiales indispensables que son los agregados pétreos y el asfalto que para nuestro caso se usara asfalto de tipo PG; los agregados por su parte son de gran importancia ya que en una mezcla asfáltica constituyen entre el 90 y el 95 por ciento en peso, y entre el 75 y 85 por ciento en volumen; es de mencionar que la calidad de la mezcla asfáltica depende de la calidad de los materiales constituyentes y la capacidad de carga de la carpeta es proporcionada esencialmente por los agregados, de esto se deriva la importancia de una adecuada selección y manejo de los materiales pétreos que serán utilizados para elaborar una mezcla asfáltica, específicamente en lo que se refiere a una buena distribución granulométrica. Una pequeña variación en el porcentaje de un determinado tamaño de agregado ó en las propiedades de éste puede causar cambios significativos en las propiedades de la mezcla elaborada por lo tanto es necesario llevar un control eficiente de los agregados que se esta usando en la planta de producción de mezcla lo cual puede comprender:

- a) Control de calidad del agregado que se produce en la planta trituradora.
- b) Acopio de agregados.
- c) Alimentación en frío de agregados.

El control de la calidad del agregado usado es un factor crítico en el comportamiento de una carpeta de concreto asfáltico, sin embargo, además de

la calidad se aplican otros criterios que forman parte de la selección de un agregado en una obra de pavimentación, estos criterios incluyen el costo, la disponibilidad del agregado su origen y además, deberá cumplir con ciertas propiedades para poder ser considerado apropiado para concreto asfáltico de buena calidad.

2.2 DEFINICIÓN DE AGREGADO

Los agregados pétreos son materiales granulares sólidos inertes, usados para ser mezclado en diferentes tamaños de partículas graduadas, como parte de una mezcla asfáltica en caliente. Los agregados típicos incluyen la arena, la grava, la escoria de alto horno, o la roca triturada y polvo de roca. El comportamiento de un pavimento se ve altamente influenciado por la selección apropiada del agregado, debido a que el agregado mismo proporciona la mayoría de las características de capacidad soportante.

2.2.1 TIPOS DE AGREGADOS

El tipo de agregado pétreo se puede determinar, de acuerdo a la procedencia y a la técnica empleada para su aprovechamiento, se pueden clasificar en los siguientes tipos:

a) Agregados Naturales.

Los agregados naturales son aquellos que son usados en su forma natural, con muy poco o ningún procesamiento.

b) Agregados de Trituración.

Son aquellos que se obtienen de la trituración de diferentes rocas de cantera ó de las granulometrías de rechazo de los agregados naturales. Se incluyen todos los materiales de canteras cuyas propiedades físicas sean adecuadas.

c) Agregados Artificiales.

Son los subproductos de procesos industriales, como ciertas escorias o materiales procedentes de demoliciones, utilizables y reciclables.

d) Agregados Marginales.

Los agregados marginales engloban a todos los materiales que no cumplen alguna de las especificaciones vigentes.

2.2.2 CONCEPTOS MÁS FRECUENTES RELACIONADOS A LOS AGREGADOS.

- **Agregado Grueso:** Agregado que pasa el tamiz de 3" y queda retenido en el tamiz de 4.75 mm (No. 4)
- **Agregado Fino:** Agregado que pasa el tamiz de 4.75 mm (No. 4) y queda retenido en el tamiz de 75µm (No. 200)

- **Polvo Mineral:** La porción de agregado fino que pasa el tamiz 75 μ m (No. 200)
- **Relleno Mineral:** Producto mineral finamente dividido en donde más del 70% pasa el tamiz de 75 μ m (No. 200).
- **Agregado de Graduación Gruesa:** Agregado cuya graduación es continua desde tamaños gruesos hasta tamaños finos, y donde predominan los tamaños gruesos.
- **Agregado de Graduación Fina:** Agregado cuya graduación es continua desde tamaños gruesos hasta tamaños finos, y donde predominan los tamaños finos.
- **Agregado Densamente Graduado:** Agregado con una distribución de tamaños de partícula, tal que cuando es compactado, los vacíos que resultan entre las partículas expresados como un porcentaje del espacio total ocupado, son relativamente pequeños.
- **Agregado de Graduación Abierta:** Agregado que contiene poco o ningún llenante mineral, y donde los espacios de vacíos en el agregado compactado son relativamente grandes.
- **Agregado Bien Graduado:** Agregado cuya graduación va desde el tamaño máximo hasta el de un llenante mineral con el objeto de obtener una mezcla bituminosa con un contenido de vacíos controlado y alta estabilidad.

2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS

2.2.3.1 Clasificación según el tipo de formación de las rocas

Las rocas se dividen en tres tipos generales: sedimentarias, ígneas, y metamórficas (Tabla 2.1). Esta clasificación esta basada en el tipo de formación de cada roca.

CLASIFICACIÓN GENERAL DE ROCAS		
Clase	Tipo	Familia
Sedimentarias	Calcáreas	Caliza Dolomita
	Silíceas	Arcilla Esquistosa Arenisca Horsteno Conglomerado ¹ Breccia ¹
Metamórficas	Foliadas	Gneis Esquisto Anfibolita Pizarra
	No Foliadas	Cuarcita Mármol Serpentina
Ígneas	Intrusivas (de grano grueso)	Granito ² Sienita ² Diorita ² Gabbro Peridotita Piroxenita Hornablendita
	Extrusivas (de grano fino)	Obsidiana Pómez Tufa Riolita ^{2,3} Traquita ^{2,3} Andesita ^{2,3} Basalto ² Diabasa

¹También puede estar parcialmente, o completamente, compuesta de materiales calcáreos.

²Aparece, frecuentemente, como roca porfírica.

³Se incluyen bajo el término general "felsita" cuando no se pueden determinar, cuantitativamente, los minerales constituyentes.

TABLA 2.1– Clasificación de Agregados.

Fuente: Serie de Manuales No.22 (MS-22).

2.2.4 CLASIFICACIÓN Y PRODUCCIÓN DE AGREGADOS

2.2.4.1. Clasificación de los Agregados

Los agregados usados en pavimento asfáltico se clasifican, generalmente, de acuerdo a su origen. Estos incluyen: agregados naturales, agregados procesados, y agregados sintéticos o artificiales.

2.2.4.1.1 Agregados naturales

Los agregados naturales son aquellos que son usados en su forma natural, con muy poco o ningún procesamiento. Ellos están constituidos por partículas producidas mediante procesos naturales de erosión y degradación, tales como la acción del viento, el agua, y los químicos. La forma de las partículas individuales es un producto, a la larga, de los agentes que actúan sobre ellas. Así mismo, las corrientes de agua producen partículas lisas y redondeadas. Los principales tipos de agregado natural usados en la construcción de pavimento son la grava y la arena.

Las gravas y las arenas son clasificadas, además, de acuerdo a su origen. Los materiales producidos en canteras abiertas y usados sin ningún procesamiento adicional son conocidos como materiales en bruto, y los materiales tomados de la ribera de los ríos son conocidos como materiales de canteras de ríos.

Los depósitos de gravas varían ampliamente en composición, pero usualmente contienen alguna cantidad de arena y limo. Los depósitos de arena también

contienen, comúnmente, alguna cantidad de arcilla y limo. Las arenas de playa (algunas de las cuales se encuentran tierra adentro hoy día) están compuestas de partículas de tamaño regularmente uniforme, mientras que las arenas de río contienen proporciones grandes de grava, limo y arcilla.

2.2.4.1.2 Agregados procesados

Los agregados procesados son aquellos que han sido triturados y tamizados antes de ser usados. Existen dos fuentes principales de agregados procesados: gravas naturales que son trituradas para volverlas mas apropiadas para pavimento de mezcla asfáltica, y fragmentos de lecho de roca y de piedras grandes que son extraídas de canteras y que deben ser reducidas en tamaño en las plantas trituradoras, antes de ser usados en la pavimentación; de la calidad de las rocas que se explotan en las canteras dependerá la calidad de los agregados procesados y dispuestos para ser utilizados en la elaboración de mezclas asfálticas en caliente.

La roca es triturada por tres razones:

- 1) Para cambiar la textura superficial de las partículas de lisa a rugosa,
- 2) Para cambiar la forma de la partícula de redonda a angular, y
- 3) Para reducir y mejorar la distribución y el rango (graduación) de los tamaños de las partículas.

El propósito principal de la trituración, en el caso de los fragmentos de lecho de roca y de piedras grandes, es reducir las piedras a un tamaño que sea manejable. Sin embargo, los cambios en la textura superficial, y en la forma de las partículas, son también muy importantes.

El tamizado de los materiales, después de triturarlos, resulta en una granulometría con cierto rango de tamaño de partícula. Un factor importante en la construcción de pavimentos de buena calidad consiste en mantener graduaciones específicas de agregados. Sin embargo, por razones económicas, el material triturado es usado tal y como sale del triturador, con muy poco o ningún tamizado. Un control adecuado de las operaciones de triturado determina si la graduación resultante del agregado cumple, o no, con los requisitos de la obra. El agregado triturado, sin tamizar, es conocido como agregado triturado sin cribar, y es usado satisfactoriamente en muchos proyectos de construcción de pavimento. Sin embargo, es esencial garantizar que la operación de triturado sea continuamente supervisada para poder producir un agregado que cumpla con las especificaciones.

El triturado de algunos tipos de roca, como las calizas, produce cantidades substanciales de pequeños fragmentos y partículas. Esta fracción de material es separada de las partículas que tienen diámetros iguales o mayores 6.35 mm (1/4 pulgada), casi siempre, y usada como agregado de arena triturada, o procesada hasta tamaños máximos de 0.60 mm (No. 30).

2.2.4.1.3. Agregados sintéticos

Los agregados sintéticos o artificiales no existen en la naturaleza. Ellos son el producto del procesamiento físico o químico de materiales. Algunos son subproductos de procesos industriales de producción como el refinamiento de metales. El producto secundario más comúnmente usado es la escoria de alto horno. Es una sustancia no metálica que brota a la superficie del hierro fundido durante el proceso de reducción. Una vez que es removida de la superficie del hierro, la escoria es transformada en pequeñas partículas al templarla inmediatamente en agua, o al triturarla una vez que se ha enfriado.

Los agregados sintéticos manufacturados son relativamente nuevos en la industria de la pavimentación. Ellos son producidos al quemar arcilla, arcilla esquistosa, tierra diatomácea procesada, vidrio volcánico, escoria, y otros materiales. Los productos finales son típicamente livianos y tienen una resistencia muy alta al desgaste. Los agregados sintéticos han sido usados en la pavimentación de cubiertas de puentes y cubiertas de techos, así como en capas superficiales de pavimento donde se requiere la máxima resistencia al deslizamiento.

2.2.4.2. Producción de Agregados

Cuando se trate de arenas o gravas, se deberá tener un cuidado especial al remover el suelo de destape (suelo que cubre el depósito) para no contaminar el agregado. Esto es particularmente importante cuando el suelo de destape (o

descapote) contiene arcilla, vegetación, o algún otro material que pueda afectar desfavorablemente el comportamiento del pavimento. Puede que algún material de destape proporcione un relleno mineral aceptable; sin embargo, rara vez este material podrá producir una mezcla de agregado con la adecuada proporción de relleno mineral si tan solo se añade al depósito de agregado a medida que este es removido. En consecuencia, cualquier material de destape que sea adecuado para ser usado como relleno mineral deberá ser removido del depósito, tamizado, y añadido posteriormente al agregado ya procesado.

Este método permite un control cuidadoso, en la mezcla final, del contenido de relleno mineral. Con cierta frecuencia, las operaciones en las excavaciones y canteras deben efectuarse alrededor de lentes de arcilla (depósitos en forma de lente), vetas (capas) de arcilla esquistosa y otros depósitos de materiales indeseables que forman parte del depósito de agregado. En este caso la excavación del agregado puede tener que efectuarse a lo largo de un marco (nivel) horizontal, o de abajo hacia arriba sobre una cara vertical del depósito, para evitar contaminación del agregado y poder garantizar una graduación uniforme. Después del triturado y el tamizado es esencial evaluar completamente los agregados producidos para averiguar si cumplen con los requisitos de calidad y graduación.

En instalaciones comerciales donde la producción de agregado es más o menos continua a través de la temporada de pavimentación, es suficiente llevar

a cabo una o dos evaluaciones de calidad cada temporada. Cuando una operación esta comenzando por primera vez, se deberán hacer evaluaciones periódicas del agregado antes de que este sea usado en las mezclas de pavimentación.

2.3 ACOPIO Y MANEJO DE AGREGADOS

2.3.1 GENERALIDADES

Los procedimientos para manejar y acopiar las reservas de agregado varían de obra en obra, debido a que la mayoría de los contratantes no tienen claras las especificaciones para dichos procedimientos. En vez de ello el dueño del proyecto requiere, usualmente, que el contratista cumpla con las especificaciones de graduación para el agregado. Estas especificaciones tendrán que ser cumplidas ya sea durante la elaboración o acopio de reservas del agregado, o cuando la mezcla de pavimentación sea producida y colocada. En cualquier caso, el constructor deberá estar al tanto de cómo las practicas de manejo y acopio de reservas tanto buenas y malas afectan la selección del agregado.

El muestreo y los ensayos son los únicos medios para verificar si las especificaciones están siendo cumplidas, aún si estas requieren que el agregado cumpla con graduaciones durante la fabricación, acopio de reservas o producción de mezcla. Para garantizar que las muestras seleccionadas sean

representativas, se deben seguir ciertos procedimientos de muestreo, indicados en el Ensayo “Muestreo de Agregados” AASHTO T 2-91 (2000) y su equivalente ASTM D 75-87 (1992).

2.3.2 ACOPIO DE AGREGADO

Para producir mezclas asfálticas en caliente de alta calidad es esencial tener buenos procedimientos de acopio de reservas. Los agregados retienen su graduación si son adecuadamente acopiados. Cuando el acopio es malo, las partículas de agregado se segregan (separan por tamaño), y la graduación varía en los diferentes niveles del acopio. El Ingeniero deberá estar al tanto de los efectos producidos, en la graduación del agregado, por las diferentes prácticas de acopio, y siempre deberá fomentar las buenas prácticas.

El ingeniero deberá estar preparado para recibir los agregados antes de que estos sean entregados en la planta. Deberán prepararse superficies firmes y limpias, y deberán tomarse precauciones para mantener separadas las reservas y así prevenir entremezclado de partículas, el cual conduce, frecuentemente, a errores en la graduación. La separación se logra ya sea manteniendo las reservas ampliamente espaciadas, mediante el uso de muros de contención entre ellas, o almacenando el agregado en depósitos.

El uso de muros de contención requiere que estos sean lo suficiente fuertes para resistir el peso del agregado, y que se extiendan hasta la profundidad total de las reservas.

2.3.2.1 Practicas Para la Construcción de Acopios

La manera como los agregados deben ser manejados durante el acopio depende de la naturaleza misma del material. Los agregados finamente graduados (tales como arenas y materiales finos) y los de un solo tamaño no requieren el mismo cuidado en su manejo que los agregados gruesos compuestos de varios tamaños de partícula. Las arenas, el agregado triturado fino, y los agregados de un solo tamaño (especialmente los tamaños pequeños) pueden ser manejados y almacenados casi de cualquier manera.

Las combinaciones de agregados, sin embargo, requieren de un manejo especial. Por ejemplo, si un material que contiene partículas gruesas y finas se coloca en una pila con forma de cono, es probable que presente segregación debido a que las partículas grandes van a rodar por la pendiente de la reserva (Figura 2.1.A). Esta segregación puede ser minimizada si se construye la pila en capas (Figura 2.1.B).

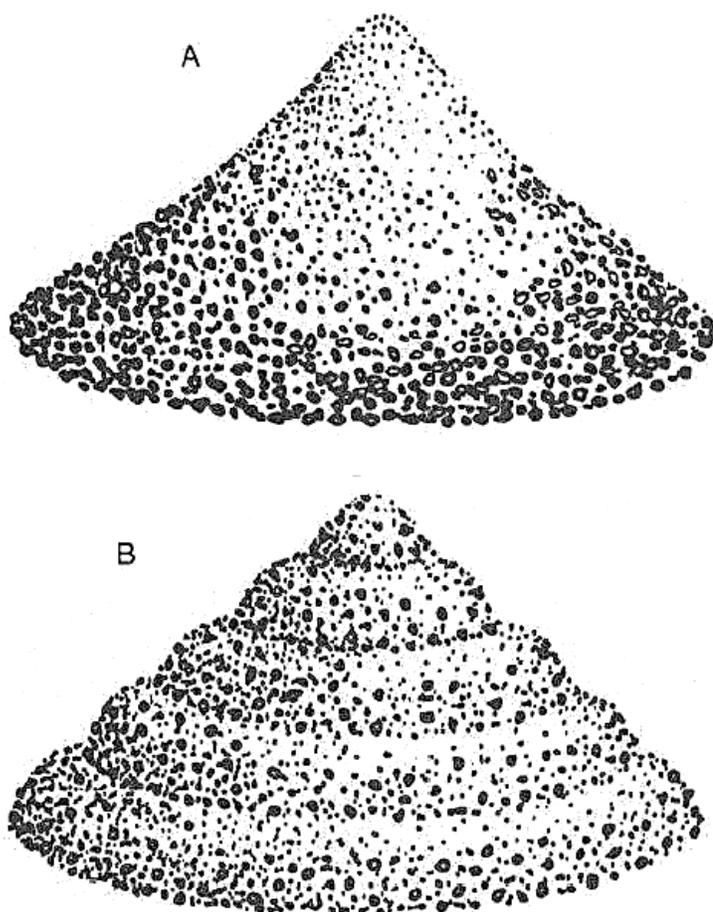


FIGURA 2.1 – Método (A) Incorrecto (B) correcto para Apilar Agregado con Partículas Grandes y Pequeñas.

Fuente: Serie de Manuales No.22 (MS-22).

Si los agregados son transportados en camión, se puede construir una pila en capas vaciando las camionadas, una cerca de otra, sobre la superficie total del montón. El tamaño de las camionadas determinará el espesor de cada capa. Cuando el apilamiento se hace con grúa, las cargas deberán depositarse (sin ser arrojadas) una cerca de otra para formar capas de espesor uniforme. Cada capa deberá ser terminada antes de comenzar a apilar la capa siguiente, como lo muestra la Figura 2.2.

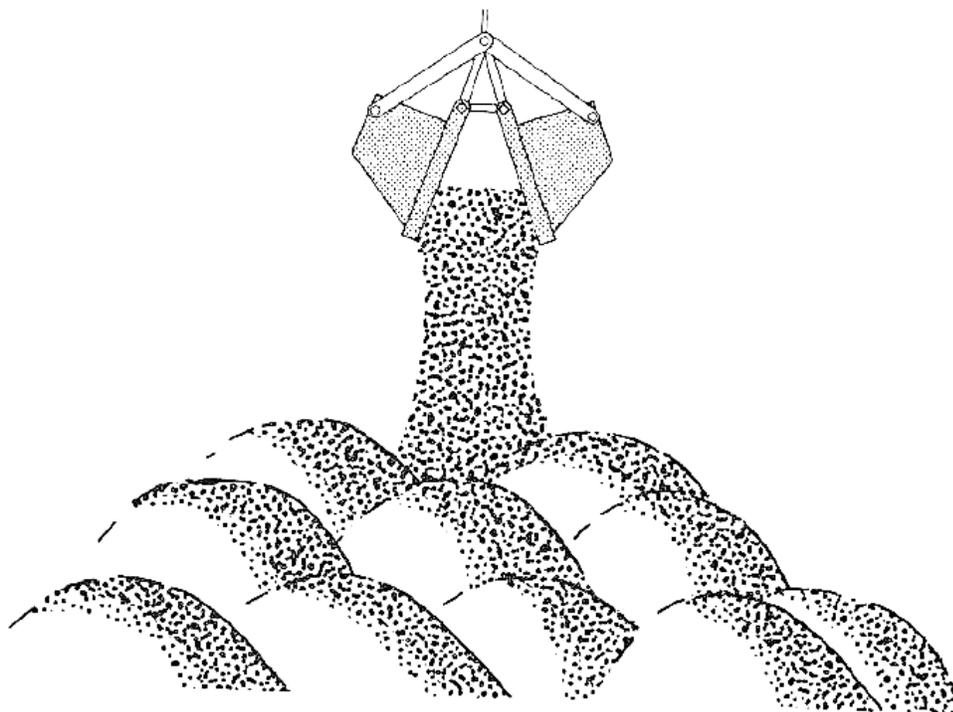


FIGURA 2.2 – Apilamiento con Grúa
Fuente: Serie de Manuales No.22 (MS-22).

Si se usa una topadora (buldozer) para construir la pila, la topadora tendrá que depositar el agregado de tal forma que la pila crezca en capas uniformes. Cada capa no deberá tener un espesor de más de 1.20 metros (4 pies). La manipulación de agregados con topadora deberá ser mínima, debido a que cualquier movimiento del agregado puede causar segregación y degradación.

2.3.3 MANEJO DE AGREGADO.

El manejo de agregado es muy importante ya que las partículas individuales de agregado causan segregación cuando se trata de partículas que presentan

diferentes tamaños, por lo tanto, el manejo de agregado debe ser mínimo para poder prevenir cualquier degradación y segregación.

El manejo mínimo incluye apartar el agregado de las reservas para que pueda ser procesado adicionalmente, y para luego ser mezclado en la planta de mezcla en caliente. No existen reglas específicas para esta operación, pero sí hay una norma general que casi siempre se aplica; ésta consiste en usar un cargador para remover material de las partes casi verticales del acopio. Si se usa un buldózer, o cualquier otro vehículo de tracción, para trabajar en la parte superior del acopio, aumenta la probabilidad de una alta degradación.

Si se permite el uso de topadoras en el manejo de pilas de agregado, estas no deberán trabajar continuamente sobre el mismo nivel. Si esto llegara a ocurrir, el material fino, producido por la acción moledora de la banda de rodamiento, encontrará el camino hacia la parte baja de la rampa que esta siendo usada por la topadora (Figura 2.3). Por lo tanto, el material tendrá que volver a ser tamizado antes de ser usado en la mezcla. De otra manera, el material deberá ser desechado. Este problema no esta únicamente limitado al uso de topadoras y otros vehículos de tracción; también ocurre cuando se usan equipos con llantas de caucho.

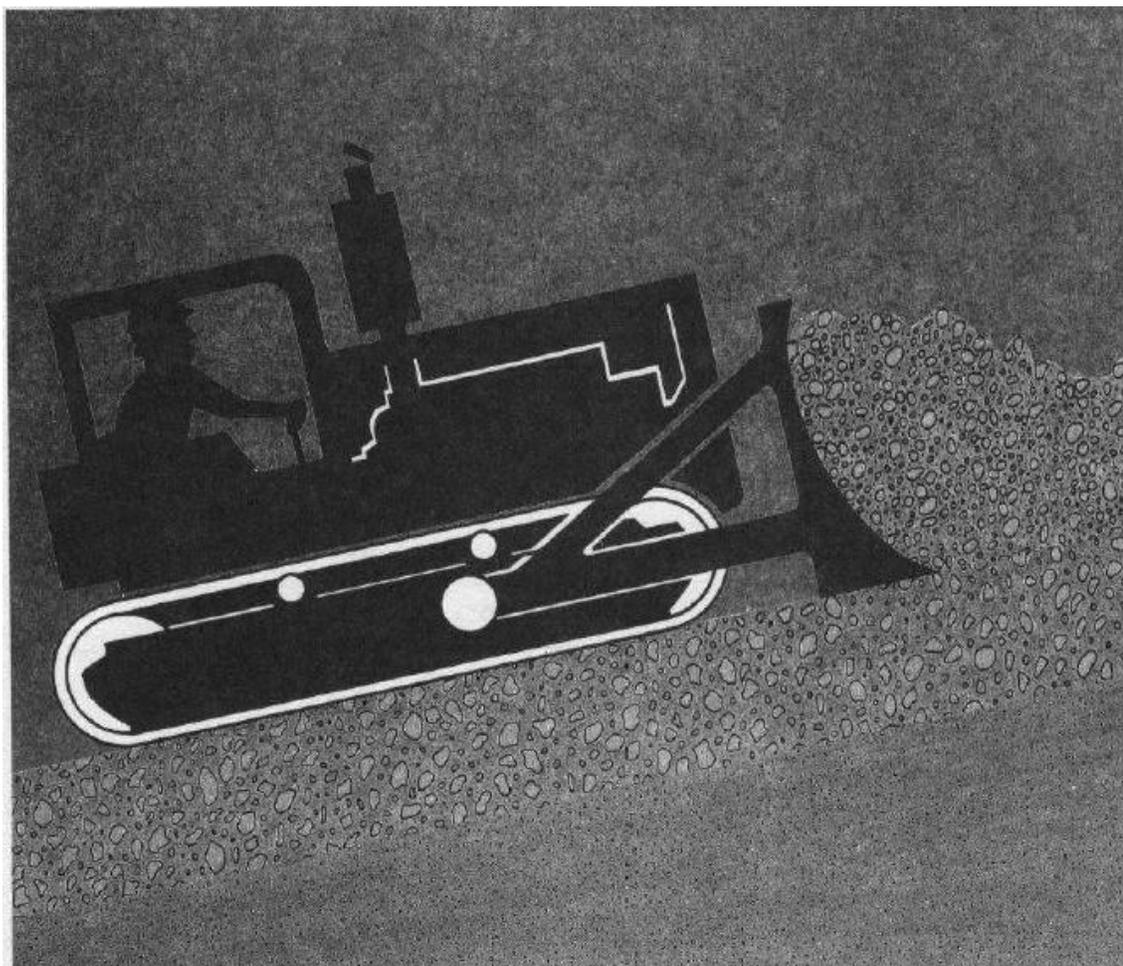


FIGURA 2.3 – Segregación Causada por el Buldózer.
Fuente: Serie de Manuales No.22 (MS-22).

Para garantizar que la pila mantenga una graduación uniforme se deben tomar muestras del agregado, y ensayarlas con frecuencia. Cada muestra de la pila debe ser un compuesto de agregados tomados de diferentes niveles de la pila - cerca a la cima, en la mitad, y cerca de la base. Es posible usar un escudo de madera o metal metido verticalmente en la pila, justo por encima del área de muestreo, para prevenir que partículas sueltas de agregado se derrumben sobre la muestra durante la operación de muestreo.

Para obtener muestras, use una pala de punta cuadrada con bordes doblados hacia arriba tal que formen una cuchara. Introduzca horizontalmente la cuchilla de la pala dentro de la pila y remueva una palada de material. Tenga cuidado de no dejar caer ninguna de las partículas. Luego coloque el agregado en un balde. Las paladas siguientes serán colocadas en el mismo balde.

Asegúrese de obtener una palada de agregado, en el área de muestreo, de cada nivel de la pila. Es importante que las áreas de muestreo no estén en línea vertical. Estas deberán estar más bien escalonadas alrededor, o dentro, de la pila, para garantizar muestras representativas.

2.4. IMPORTANCIA DEL MUESTREO Y REDUCCIÓN DE AGREGADO

2.4.1 IMPORTANCIA DEL MUESTREO DE AGREGADO.

Los buenos procedimientos de control de calidad requieren de pruebas durante los procesos de producción, acopiado, y manejo, para:

- Asegurar que solamente se use material satisfactorio en la mezcla de pavimentación, y
- Proporcionar un registro permanente como evidencia de que los materiales cumplen con las especificaciones de la obra.

Obviamente, no resulta práctico ensayar todo el agregado que esta siendo producido o ensayar todo el contenido del acopio. Solo es posible ensayar muestras de estos materiales. La muestra seleccionada debe ser

verdaderamente representativa de todo el agregado para que los resultados de los ensayos sean confiables. Es muy importante, por lo tanto, tener técnicas apropiadas de muestreo, (basados en la norma AASHTO T 2-91 (2000) y su equivalente ASTM D 75-87 (1992). Las cantidades requeridas en el muestreo están indicadas en la norma (ver Tabla 2.2).

También se incluye información sobre el peso recomendado de la muestra, con base en el tamaño máximo de la partícula de agregado. Además, debe recordarse que las muestras mas representativas son generalmente tomadas de las bandas transportadoras de agregado, y no de los acopios o depósitos.

Tamaño máximo Nominal del Agregado	Masa Mínima Aproximada de Muestra de Campo, lb (Kg)
Agregado fino	
No. 8 (2.36 mm)	25 (10)
No. 4 (4.75 mm)	25 (10)
Agregado grueso	
3/8 pulg (9.5 mm)	25 (10)
½ pulg (12.5 mm)	35 (15)
¾ pulg (19.0 mm)	55 (25)
1 pulg (25.0 mm)	110 (50)
1 ½ pulg (37.5 mm)	165 (75)
2 pulg (50 mm)	220 (100)
2 ½ pulg (63 mm)	275 (125)
3 pulg (75 mm)	330 (150)
3 ½ pulg (90 mm)	385 (175)

TABLA 2.2 – Tamaño de Muestras.
Fuente: Norma AASHTO T 2-91 (2000) Con equivalencia en ASTM: D 75-87 (1992)

2.4.2 IMPORTANCIA DE LA REDUCCIÓN DE AGREGADO.

Después de haber seleccionado una muestra de agregado, es a veces necesario reducir su tamaño (volumen) a uno mas conveniente para que pueda ser manejada y ensayada. Debido a que este proceso de reducción puede causar segregación, es necesario tener mucho cuidado para poder preservar la integridad de la muestra. La Figura 2.4 ilustra dos ejemplos de métodos de reducción. Generalmente, es preferible usar el partidor mecánico de muestras con agregados gruesos o agregados finos secos. Por otro lado, el cuarteo es el mejor método cuando la muestra de agregado esta húmeda. La reducción de la muestra se hace en base al tamaño máximo nominal del agregado y de acuerdo a la norma AASHTO T 248-02 y su equivalente ASTM C 702-98 (2003), describe ambos métodos en detalle.



FIGURA 2.4 - Reducción de Muestras de Agregado.

a) Método usando partidor de muestras

b) Método por cuarteo manual

Fuente: Laboratorio de Escuela de Ingeniería Civil, UES.

El método de cuarteo manual deberá ser usado cuando no se disponga de partidores mecánicos.

2.5. PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS QUE SE UTILIZAN EN MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE (M.A.C)

2.5.1 PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS UTILIZADOS EN M. A. C.

En un pavimento densamente graduado de mezcla asfáltica en caliente, el agregado conforma el 90 a 95 por ciento, en peso, de la mezcla de pavimentación. Esto hace que la calidad del agregado usado sea un factor crítico en el comportamiento del pavimento. Sin embargo, además de la calidad, se aplican otros criterios que forman parte de la selección de un agregado en una obra de pavimentación.

Estos criterios incluyen el costo y la disponibilidad del agregado. Aún más, un agregado que cumple con los requisitos de costo y disponibilidad deberá poseer también ciertas propiedades para poder ser considerado apropiado para pavimento asfáltico de buena calidad. Estas propiedades son:

- Graduación y tamaño máximo de partícula.
- Limpieza.
- Dureza.
- Forma de la partícula.
- Textura de la superficie.

- Capacidad de absorción.
- Afinidad con el asfalto.
- Peso específico.

Cada una de las propiedades mencionadas se describen a continuación.

2.5.1.1 Graduación y Tamaño Máximo de la Partícula

2.5.1.1.1 Graduación

Todas las especificaciones de pavimento asfáltico de mezcla en caliente requieren que las partículas de agregado estén dentro de un cierto margen de tamaños y que cada tamaño de partículas este presente en ciertas proporciones. Esta distribución de varios tamaños de partículas dentro del agregado es comúnmente llamada graduación del agregado o graduación de la mezcla. Es necesario entender como se mide el tamaño de partículas y la graduación para determinar si la graduación del agregado cumple o no con las especificaciones.

2.5.1.1.2 Tamaño Máximo de Partícula

El tamaño de las partículas más grandes en la muestra debe ser determinado, debido a que las especificaciones hablan de un tamaño máximo de partículas para cada agregado usado. Existen dos formas de designar tamaños máximos de partículas:

a) Tamaño Máximo Nominal del Agregado

Designado como un tamiz más grande que el primer tamiz que retiene más del 10% de las partículas de agregado, en una serie normal de tamices.

b) Tamaño Máximo del Agregado

Designado como el tamiz más grande que el tamaño máximo nominal de partícula. Típicamente, este es el tamiz más pequeño por el cual pasa el 100 por ciento de las partículas de agregado.

2.5.1.2 Limpieza

Las especificaciones de la obra generalmente ponen un límite a los tipos y cantidades de materiales indeseables (vegetación, arcilla esquistosa, partículas blandas, terrones de arcilla, etcétera) en el agregado. Las cantidades excesivas de estos materiales pueden afectar desfavorablemente el comportamiento del pavimento.

La limpieza del agregado puede determinarse, usualmente, mediante inspección visual, pero un tamizado por lavado de acuerdo a la norma AASHTO T 11-97 (2000) y su equivalente ASTM 117-95 (donde el peso de la muestra de agregado antes de ser lavada es comparado con su peso después de ser lavada) proporciona una medida exacta del porcentaje de material indeseable más fino que 0.075 mm (No. 200). El Ensayo “Finos Plásticos en Agregados Graduados y Suelos por el Uso del Ensayo del Equivalente de Arena” (AASHTO

T 176-02) es un método para determinar la proporción indeseable de polvo fino y arcilla en la fracción de agregado que pasa el tamiz de 4.75 mm (No. 4).

2.5.1.3 Dureza

Los agregados deben ser capaces de resistir la abrasión (desgaste irreversible) y degradación durante la producción, colocación, compactación de la mezcla de pavimentación y durante la vida de servicio del pavimento. Los agregados que están en, o cerca de, la superficie, deben de tener mayor resistencia que los agregados usados en las capas inferiores de la estructura del pavimento. Esto se debe a que las capas superficiales reciben los mayores esfuerzos y el mayor desgaste por parte de las cargas del tránsito.

El Ensayo de Desgaste de Los Angeles (AASHTO T 96-2002, Equivalencia ASTM C-131-2001) mide la resistencia de un agregado al desgaste y a la abrasión. El equipo usado en el ensayo se muestra en la (Figura 2.5).



FIGURA 2.5 – Maquina de Desgaste de Los Angeles.
Fuente: Laboratorio de Escuela de Ingeniería Civil, UES.

2.5.1.4 Forma de la partícula

La forma de la partícula (Figura 2.6) afecta la trabajabilidad de la mezcla de pavimentación durante su colocación, así como la cantidad de fuerza necesaria para compactar la mezcla a la densidad requerida. La forma de la partícula también afecta la resistencia de la estructura del pavimento durante su vida.

Las partículas irregulares y angulares generalmente resisten el desplazamiento (movimiento) en el pavimento, debido a que tienden a entrelazarse cuando son compactadas. El mejor entrelazamiento generalmente con partículas de bordes puntiagudos y de forma cúbica, producidas, casi siempre, por trituración. Muchas de las mezclas asfálticas de pavimentación contienen partículas angulares y redondas. Las partículas gruesas (grandes) de agregado proporcionan la resistencia en el pavimento y provienen generalmente de piedra o grava triturada. Las partículas finas de agregado suministran la trabajabilidad necesaria en la mezcla y provienen generalmente de arenas naturales.

La prueba de laboratorio más utilizada para medir la forma de las partículas es conocida como “cubicidad de las partículas” (Normas: ASTM D 692). Este método comprende el procedimiento de laboratorio para determinar las partículas chancadas (caras fracturadas), rodadas y lajeadas de la fracción retenida en la malla N° 4 (4.75 mm) de un pétreo.

2.5.1.5 Textura superficial

La textura superficial (Figura 2.6) de las partículas de agregado es otro factor que determina no solo la trabajabilidad y resistencia final de la mezcla de pavimentación, sino también las características de resistencia al deslizamiento en la superficie del pavimento. Algunos consideran que la textura superficial es más importante que la forma de la partícula. Una textura áspera, como la del papel de lija, aumenta la resistencia en el pavimento debido a que evita que las partículas se muevan unas respecto a otras, y a la vez provee un coeficiente alto de fricción superficial que hace que el movimiento del tránsito sea más seguro.

Adicionalmente, las películas de asfalto se adhieren más fácilmente a las superficies rugosas que a las superficies lisas. Las gravas naturales son frecuentemente trituradas durante su procesamiento, debido a que generalmente contienen superficies lisas. El trituramiento produce texturas superficiales rugosas en las caras fracturadas, así como cambios en la forma de la partícula.

No existe un método directo para evaluar la textura superficial. Es tan solo una característica, como la forma de la partícula, que está reflejada en los ensayos de resistencia y en la trabajabilidad de la mezcla durante la construcción.

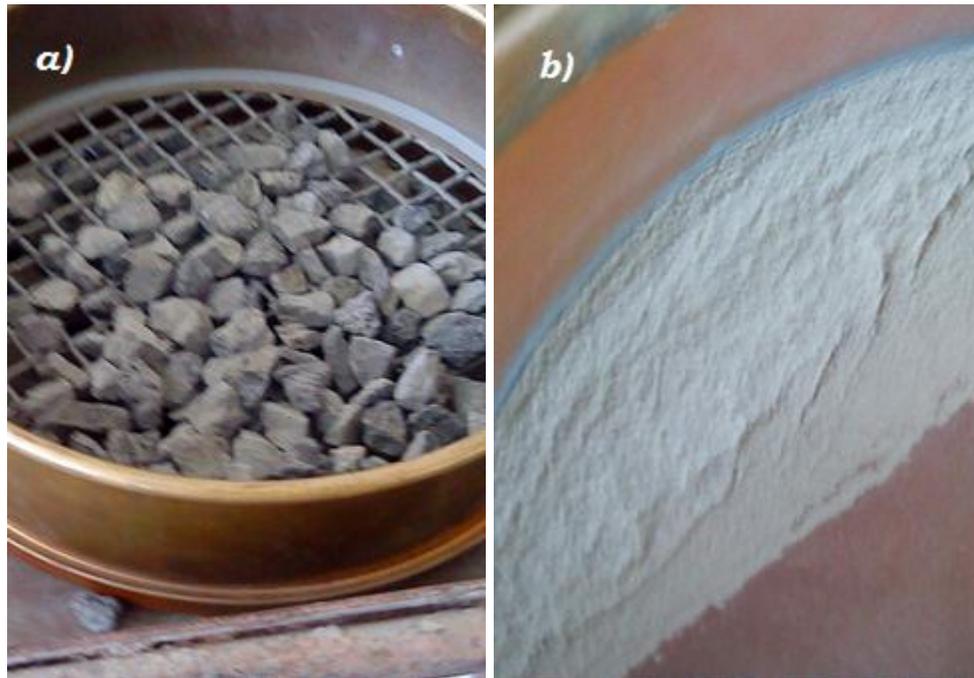


FIGURA 2.6 – Agregado con Diferentes Formas y Texturas Superficiales

a) Agregado grueso.

b) Agregado fino.

Fuente: Laboratorio de Escuela de Ingeniería Civil, UES.

2.5.1.6 Capacidad de absorción

Normas: (Agregado grueso: AASHTO T 85-91 y ASTM C 127-88 (1993).

Agregado fino: AASHTO T 84-00 y ASTM C 128-97).

Todos los agregados son porosos, y algunos mas que otros. La cantidad de líquido que un agregado absorbe cuando es sumergido en un baño determina su porosidad.

La capacidad de un agregado de absorber agua (o asfalto) es un elemento importante de información. Si un agregado es altamente absorbente, entonces continuará absorbiendo asfalto después del mezclado inicial en la planta, dejando así menos asfalto en su superficie para ligar las demás partículas de

agregado. Debido a esto, un agregado poroso requiere cantidades mucho mayores de asfalto que las que requiere un agregado menos poroso.

Los agregados altamente porosos y absorbentes no son normalmente usados, a menos de que posean otras características que los haga deseables, a pesar de su alta capacidad de absorción. Algunos ejemplos de dichos materiales son la escoria de alto horno y ciertos agregados sintéticos.

Estos materiales son altamente porosos, pero también son livianos en peso y poseen alta resistencia al desgaste.

2.5.1.7 Afinidad con el Asfalto

La afinidad de un agregado con el asfalto es la tendencia del agregado a aceptar y retener una capa de asfalto. Las calizas, las dolomitas, y las rocas traqueanas tienen alta afinidad con el asfalto y son conocidas como hidrofóbicas (repelen el agua) porque resisten los esfuerzos del agua por separar el asfalto de sus superficies.

Los agregados hidrofílicos (atraen el agua) tienen poca afinidad con el asfalto. Por consiguiente, tienden a separarse de las películas de asfalto cuando son expuestos al agua. Los agregados silíceos (cuarcita y algunos granitos) son ejemplos de agregados susceptibles al desprendimiento y deben ser usados con precaución.

No es muy claro el porqué los agregados hidrofóbicos e hidrofílicos se comportan de tal manera. A pesar de esto, existen varios ensayos para determinar su afinidad con el asfalto y su tendencia al desprendimiento. En uno de estos ensayos, la mezcla de agregado-asfalto, sin compactar, es sumergida en agua, y las partículas cubiertas son observadas visualmente.

En otro ensayo, comúnmente conocido como ensayo de inmersión-compresión, dos muestras de mezcla son preparadas y una es sumergida en agua. Posteriormente, ambas son ensayadas para determinar sus resistencias. La diferencia en resistencia es considerada un indicativo de la susceptibilidad del agregado al desprendimiento.

2.5.1.8 Peso Específico

(Norma: ASTM D 70, AASHTO T 228)

El peso específico de un agregado (también conocido como gravedad específica) es la proporción entre el peso de un volumen dado de agregado y el peso de un volumen igual de agua. El peso específico es una forma de expresar las características de peso y volumen de los materiales. Estas características son especialmente importantes en la producción de mezclas de pavimentación debido a que el agregado y el asfalto son proporcionados, en la mezcla, de acuerdo al peso. Una tonelada de agregado de bajo peso específico tiene un volumen mayor (ocupa más espacio) que una tonelada de agregado con un

peso específico mas alto. Por consiguiente, para poder cubrir todas las partículas de agregado, más asfalto debe ser adicionado a una tonelada de agregado con bajo peso específico (mayor volumen) que a una tonelada de agregado con un peso específico mas alto (menos volumen).

Otra razón importante por la cual es necesario conocer el peso específico de los agregados usados es: que este ayuda en el cálculo de porcentaje de vacíos de aire (espacios de aire) de las mezclas compactadas. Todas las mezclas de pavimentación deben incluir un cierto porcentaje (en volumen) de vacíos o espacios de aire. Estos espacios desempeñan una labor importante en el pavimento terminado. La única manera de calcular el porcentaje de vacíos de aire en un volumen dado de mezcla de pavimentación es midiendo el peso específico de una muestra de la mezcla de pavimentación y luego restando, de su valor, los pesos específicos del agregado y el asfalto que conformará la mezcla. El resultado es una indicación del volumen de vacíos de aire en la muestra.

Todos los agregados son hasta cierto punto porosos. Se ha desarrollado tres tipos de peso específico para tener en cuenta la porosidad del agregado, debido a que esta afecta la cantidad de asfalto que se requiere para cubrir las partículas de agregado y también el porcentaje de vacíos de aire en la mezcla final.

Estos tres tipos son:

- Peso específico total
- Peso específico aparente, y
- Peso específico efectivo

La determinación de esta propiedad (peso específico) incluyendo los tres tipos ya mencionados, se logra mediante el ensayo de laboratorio conocido como:

- **Gravedad Específica y Absorción del Agregado.**

El peso específico total de una muestra incluye todos los poros de la muestra. El peso específico aparente no incluye, como parte del volumen de la muestra, los poros y espacios capilares que se llenarían de agua al saturar la muestra. El peso específico efectivo excluye, del volumen de la muestra, todos los poros y espacios capilares que absorben asfalto. Ninguna de estas suposiciones excepto en casos muy raros, es verdadera sin embargo, el peso específico efectivo, el cual discrimina entre poros permeables al agua y poros permeables al asfalto, es el que más se acerca al valor correcto que debe ser usado en los cálculos de mezclas asfálticas.

2.6 ANALISIS GRANULOMETRICO

2.6.1. IMPORTANCIA DE UNA BUENA GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO

La granulometría de partículas es determinada por un análisis de tamices (o granulometría) efectuado sobre las muestras de agregado. El análisis de

tamices consiste en pasar la muestra por una serie de tamices, cada uno de los cuales tiene aberturas de un tamaño específico (Figura 2.7).

Los tamices están denominados de acuerdo al tamaño de sus aberturas. Las partículas gruesas quedan atrapadas en los tamices superiores; las partículas de tamaño medio pasan a través de los tamices medianos; y las partículas finas pasan a través de los tamices inferiores.

La granulometría del agregado, o graduación de la mezcla, tiene en cuenta el porcentaje (en peso) total de muestra que pasa por cada uno de los tamices. La granulometría es determinada al calcular el peso del contenido de cada tamiz, después de haber efectuado el análisis de tamices. Luego se resta el peso del contenido de cada tamiz del peso total de la muestra.

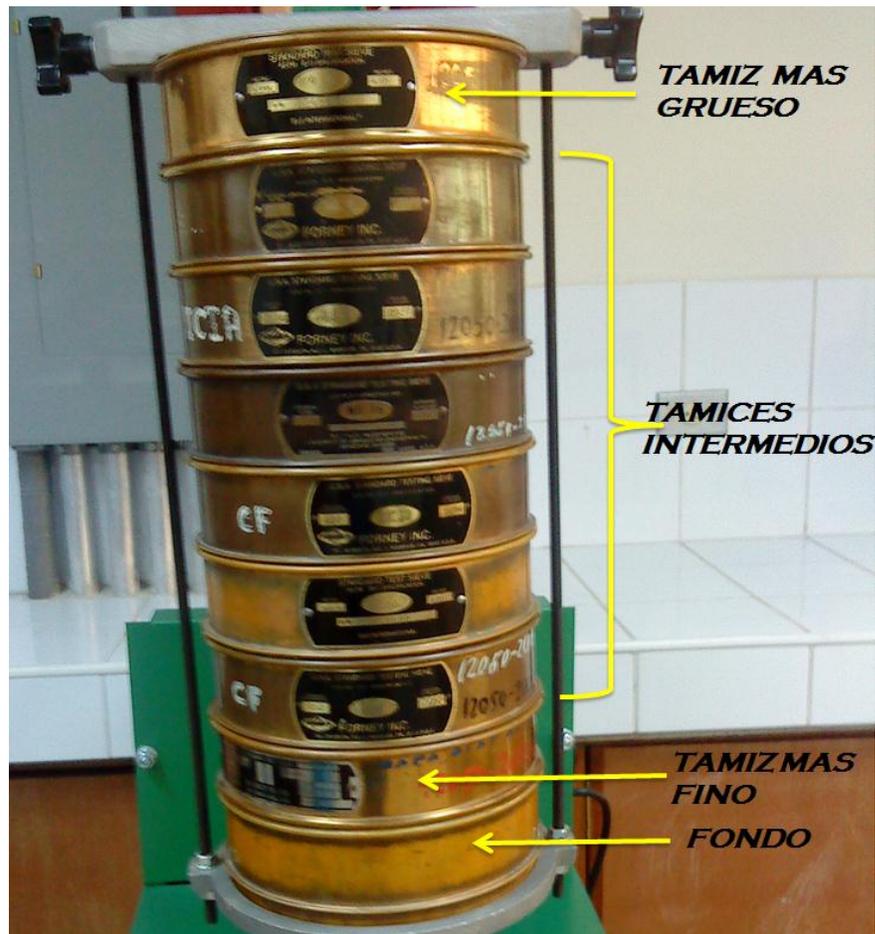


FIGURA 2.7 – Análisis de Tamices.
 Fuente: Laboratorio de Escuela de Ingeniería Civil, UES.

Los concretos asfálticos son clasificados de acuerdo a los porcentajes de partículas de agregado que contienen. La Tabla 2.3 ilustra cinco tipos diferentes de concreto asfáltico y sus contenidos respectivos de agregado.

Tamaño de Tamiz	Designación de la Mezcla usando el Tamaño Máximo Nominal de Agregado				
	37.5 mm (1½ in.)	25.0 mm (1 in.)	19.0 mm (¾ in.)	12.5 mm (½ in.)	9.5 mm (⅜ in.)
Porcentaje Total que Pasa (en peso)					
50 mm (2 in.)	100	—	—	—	—
37.5 mm (1½ in.)	90 to 100	100	—	—	—
25.0 mm (1 in.)	—	90 to 100	100	—	—
19.0 mm (¾ in.)	56 to 80	—	90 to 100	100	—
12.5 mm (½ in.)	—	56 to 80	—	90 to 100	100
9.5 mm (⅜ in.)	—	—	56 to 80	—	90 to 100
4.75 mm (No. 4)	23 to 53	29 to 59	35 to 65	44 to 74	55 to 85
2.36 mm (No. 8)*	15 to 41	19 to 45	23 to 49	28 to 58	32 to 67
1.18 mm (No. 16)	—	—	—	—	—
0.60 mm (No. 30)	—	—	—	—	—
0.30 mm (No. 50)	4 to 16	5 to 17	5 to 19	5 to 21	7 to 23
0.15 mm (No. 100)	—	—	—	—	—
0.075 mm (No. 200)**	0 to 5	1 to 7	2 to 8	2 to 10	2 to 10
Cemento Asfáltico, porcentaje en peso del total de la mezcla*	3 to 8	3 to 9	4 to 10	4 to 11	5 to 12

*Cuando se consideran las características de la graduación total de una mezcla asfáltica, resulta ser que la cantidad de material que pasa el tamiz de 2.36 mm (No. 8) es un punto importante y conveniente de control de campo entre los agregados finos y los agregados gruesos. Las graduaciones que se aproximan a la cantidad máxima permitida que debe pasar por el tamiz de 2.36 mm resultaran en superficies de pavimento con textura relativamente fina. Las graduaciones que se aproximan al valor mínimo permitido resultaran en superficies con textura relativamente áspera.

**El material que pasa el tamiz de 0.075 mm (No. 200) puede consistir de partículas finas de agregado o de relleno mineral, o de ambos. Este material deberá estar libre de materia orgánica y de partículas de arcilla, y deberá tener un índice de plasticidad no mayor a 4 cuando se usa el Método D 423 o D 424 de la ASTM.

*La cantidad de cemento asfáltico esta dada en porcentaje por peso de la mezcla total. La amplia diferencia en pesos específicos de varios agregados, así como la diferencia en absorción, resulta en el amplio margen de cantidad de asfalto requerida. Esta cantidad de asfalto requerida deberá determinarse usando las pruebas adecuadas de laboratorio, o con base en la experiencia previa con mezclas similares, o mediante una combinación de ambos métodos.

TABLA 2.3 – Composición Típica del Concreto Asfáltico.

Fuente: Serie de Manuales No.22 (MS-22).

Las especificaciones de granulometría de agregado para una obra dada pueden ser presentadas gráficamente. La Figura 2.8 muestra un gráfico típico de granulometría. En el gráfico, los tamaños de los tamices se muestran horizontalmente tanto en unidades métricas como en unidades habituales.

El porcentaje de material que pasa se muestra verticalmente. Las especificaciones para una obra dada están representadas por la región que esta entre las líneas sólidas delgadas. La formula de la mezcla de pavimentación esta representada por la línea sólida gruesa. La banda de control de granulometría para la obra - establecida como referencia para controlar la granulometría en la obra - esta situada dentro de la región encerrada por las líneas punteadas.

Examinemos, usando la (Figura 2.8), que nos dice un gráfico de granulometría. Tomando el tamiz de 9.5 mm (3/8 pulgada) como ejemplo, podemos observar que la banda de control de graduación permite que pase, por este tamiz, el 65 a 80 por ciento de agregado. La formula de la mezcla de la obra requiere que el 72 por ciento de agregado pase a través del tamiz de 9.5 mm (3/8 pulgada). Sin embargo, el margen usado durante el mezclado y la construcción esta entre el 65 y el 80 por ciento (material pasando el tamiz). Un gráfico de granulometría permite que el inspector comprenda, rápida y fácilmente, las graduaciones requeridas por la banda de especificaciones, por la formula de mezcla de la obra, y por la banda de control de graduación de la obra.

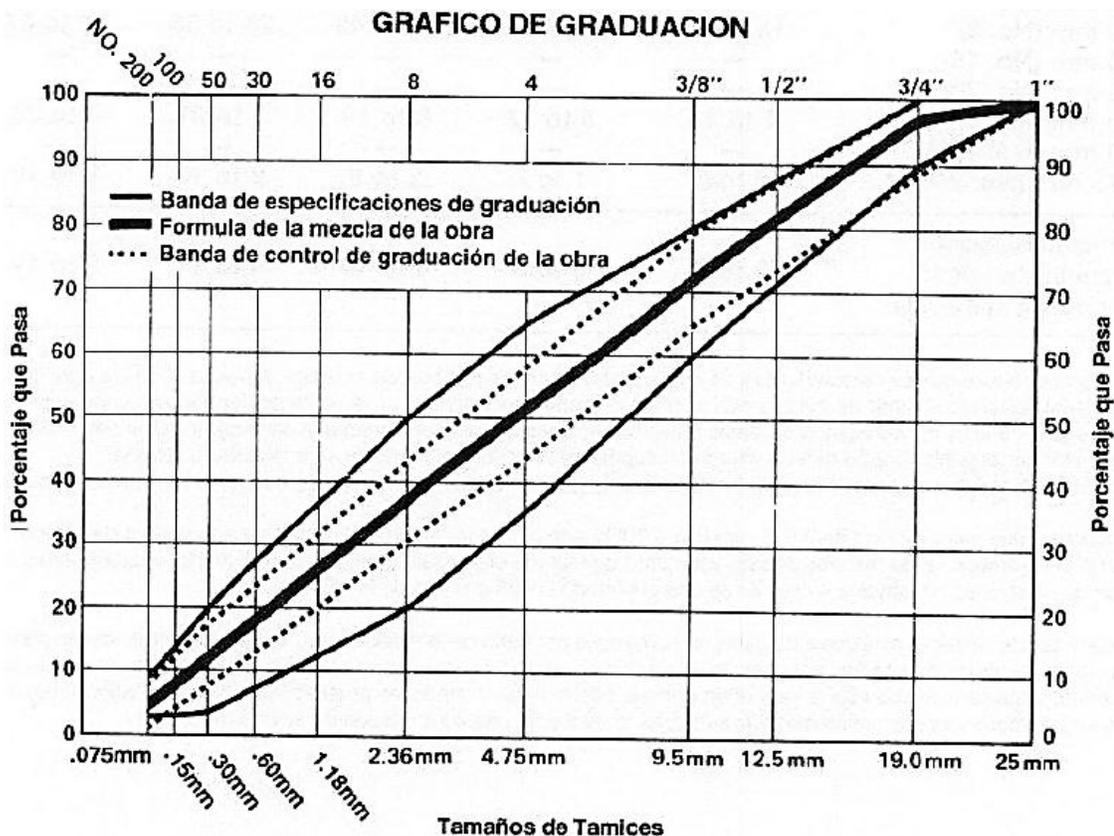


FIGURA 2.8 – Grafico Típico de una Granulometría Exponencial y Ejemplo de una Banda de Granulometría.

Fuente: Serie de Manuales No.22 (MS-22).

En la norma ASTM E 11-95 se encuentran los tamices para laboratorio para análisis granulométrico en general. En la Tabla 2.4 se muestran los tamaños y números de tamices más frecuentemente usados en la graduación de agregado para mezclas asfálticas de pavimentación.

Designación de Tamices para Agregados Gruesos		Designación de Tamices para Agregados Gruesos	
Sistema Métrico	Sistema Habitual Norteamericano	Sistema Métrico	Sistema Habitual Norteamericano
63 mm	2-1/2 in.	2.36 mm	No. 8
50 mm	2 in.	1.18 mm	No. 16
37.5 mm	1-1/2 in.	0.60 mm	No. 30
25.0 mm	1 in.	0.30 mm	No. 50
19.0 mm	3/4 in.	0.15 mm	No. 100
12.5 mm	1/2 in.	0.075 mm	No. 200
9.5 mm	3/8 in.		
4.75 mm	No. 4		

TABLA 2.4 – Tamaños Típicos de Tamices
Fuente: Serie de Manuales No.22 (MS-22).

2.6.2 MÉTODOS UTILIZADOS PARA DETERMINAR LA GRANULOMETRÍA.

Los dos métodos usados para determinar la graduación de agregados son: tamizado en seco, para “Análisis por Tamizado de Agregados Fino y Grueso” (AASHTO T 27-99 Con equivalencia en ASTM C 136-01) y tamizado por lavado, para “Materiales más Finos que Pasan el Tamiz de 75- μ m (No. 200) en Agregado Minerales por Lavado, (AASHTO T 11-97 (2000) Con equivalencia en ASTM C 117-95). El tamizado en seco se usa generalmente con material agregado de graduación gruesa. Sin embargo, cuando las partículas de agregado están cubiertas de polvo o material limo-arcilloso, se debe efectuar un tamizado por lavado.

2.6.2.1 Tamizado en seco.

Se usa generalmente con material agregado de graduación gruesa. Sin embargo, cuando las partículas de agregado están cubiertas de polvo o material limo-arcilloso, se debe efectuar un tamizado por lavado.

- Las muestras para el tamizado son reducidas por medio de un “cuarteador” de muestras, o mediante cuarteo manual.
- Los material finos y gruesos son separados usando un tamiz de 4.75 mm (No. 4).
- Las muestras son secadas hasta un peso constante.
- Las muestras finas y las muestras gruesas son tamizadas separadamente.
- El peso de las fracciones (porciones) retenidas en cada tamiz, y en el plato que esta al final de los tamices, es registrado, así como la graduación de cada muestra (parte fina y parte gruesa).
- En la norma (AASHTO T 27-99 y ASTM C 136-01) se puede encontrar el procedimiento para tamizado en seco.

2.6.2.2 Tamizado por vía húmeda

- Las muestras para este tipo de tamizado son lavadas a fondo para remover el polvo y el material limo-arcilloso, después de haber sido reducidas, separadas, secadas y pesadas.

- Después de ser lavadas, las muestras son nuevamente secadas y pesadas. La diferencia en peso antes y después del lavado representa la cantidad de polvo y material limo-arcilloso en la muestra original.
- En la norma AASHTO T 11-97 y su equivalente ASTM C 117-95, se puede encontrar el procedimiento para tamizado por vía húmeda,

2.7 REQUERIMIENTOS DE LA GRANULOMETRIA SUPERPAVE

La aparición de nuevos criterios para la evaluación de la graduación de agregados es debido al surgimiento de la metodología de diseño Superpave, la cual forma parte del programa estratégico de investigación en carreteras (Strategic Highway Research Program, SRHP), el cual está dirigido a mejorar el desempeño y vida útil de las carreteras. Durante el desarrollo del SHRP, expertos en pavimentos fueron consultados con el fin de determinar cuáles eran las propiedades más importantes del agregado. Hubo un acuerdo general con respecto a que las propiedades del agregado juegan un rol central en la deformación permanente.

2.7.1 AGREGADOS MINERALES SUPERPAVE

Los diferentes criterios establecidos por el método Superpave para la evaluación de los agregados minerales para mezclas asfálticas en caliente, los cuales forma parte del programa estratégico de investigación en carreteras

(Strategic Highway Research Program, SRHP), el cual está dirigido a mejorar el desempeño y vida útil de los pavimentos. Los investigadores de SHRP confiaron en la experiencia de esos expertos y en la suya propia para identificar dos categorías de propiedades de los agregados que se necesitan en el sistema de Superpave, si bien no se desarrolló ningún nuevo procedimiento para ensayar agregados, si se refinaron los procedimientos existentes para adaptarlos al sistema, estas propiedades son: las propiedades de consenso y las propiedades de la fuente de origen; así como también una nueva forma de especificación granulométrica del agregado; esto se llama estructura del agregado de diseño.

2.7.1.1 Propiedades de Consenso

Las propiedades de consenso son consideradas críticas para alcanzar un alto comportamiento de la mezcla asfáltica y se asocian a la calidad del agregado para producir una mezcla resistente y durable. Estas propiedades son:

- ✓ Angularidad del agregado grueso (Caras fracturadas).
- ✓ Angularidad del agregado fino (Vacíos sin compactar).
- ✓ Partículas planas y alargadas.
- ✓ Contenido de arcilla.

Hay requerimientos estándar para esas propiedades de los agregados. Las normas de consenso varían en función del nivel del tránsito y de la posición de

los agregados en la estructura del pavimento. Los materiales ubicados cerca de la superficie del pavimento sujetos a altos niveles de tránsito demandan normas de consenso más exigentes.

Estas propiedades se aplican a una mezcla de agregados propuesta antes que a los componentes individuales, no obstante, en la realidad corrientemente aplican estos requerimientos a agregados individuales con el objeto de identificar así un componente indeseable. A continuación se define cada una de las propiedades y se presentan los requerimientos establecidos por la metodología Superpave.

2.7.1.2 Angularidad del Agregado Grueso

Esta propiedad asegura un alto grado de fricción interna del agregado y resistencia al ahuellamiento. Se define como el porcentaje en peso del agregado mayor de 4.75 mm con una o más caras fracturadas (Norma ASTM D 5821 “Método de prueba estándar para determinar el porcentaje de partículas fracturadas en el agregado grueso”).

Muchos Departamentos de Transporte de los E.E.U.U tienen protocolos para medir la angularidad del agregado grueso. Se considera una cara fracturada si el área proyectada es mayor o igual al 25% del área máxima proyectada y la cara es puntiaguda y margen bien definido. La determinación es subjetiva y es considerada buena.

Uno de los propósitos de esta estimación es maximizar la resistencia al corte mediante el incremento de la fricción entre partículas de las mezclas de agregado. Otro propósito es proveer estabilidad para tratamientos superficiales de agregados mediante el incremento de la fricción y textura del agregado utilizado carpetas asfálticas delgadas.

La **Tabla 2.5**. Muestra los valores mínimos requeridos para la angularidad del agregado grueso en función del nivel de tránsito y la posición en el pavimento.

Tránsito en 10⁶ ESALs	Prof. desde la sup. < 100mm	Prof. desde la sup. > 100mm
<0.3	55/-	-/-
<1	65/-	-/-
<3	75/-	50/-
<10	85/80	60/-
<30	95/90	80/75
<100	100/100	95/90
≥100	100/100	100/100

“85/80”. 85% del agregado grueso tiene una cara fracturada y 80% tiene dos caras fracturadas.

TABLA 2.5 – Requerimientos de Superpave para la angularidad del agregado grueso.
Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte.

2.7.1.3 Angularidad del Agregado Fino

Esta propiedad asegura un alto grado de fricción interna del agregado fino y provee resistencia al ahuellamiento. Se define como el porcentaje de vacíos de aire presente en los agregados menores de 2.36 mm, levemente compactados

(Norma ASTM C1252 “Métodos de prueba estándar para contenido de vacíos sin compactar de agregado fino (como la influencia de forma de la partícula, textura superficial, y clasificación”). Contenidos de vacíos mayores, significan más caras fracturadas.

Tránsito en 10⁶ ESALs	Prof. desde la sup. < 100mm	Prof. desde la sup. > 100mm
<0.3	-	-
<1	40	-
<3	40	40
<10	45	40
<30	45	40
<100	45	45
≥100	45	45

Los valores son los porcentajes de vacíos para los agregados finos levemente compactados.

TABLA 2.6 – Requerimientos de Superpave para la angularidad del agregado fino.
Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte

2.7.1.4 Partículas Planas y Alargadas.

El concepto es el porcentaje en peso del agregado grueso cuya relación entre las dimensiones máximas y mínima es mayor que 5. Las partículas alargadas son indeseables porque tienden a quebrarse durante la construcción y bajo tránsito. El procedimiento es la norma ASTM D 4791 “ Partículas alargadas y planas en agregados gruesos” y se aplica a agregados gruesos mayores de 4.75 mm.

Tránsito en 10 ⁶ ESALs	Porcentaje
<0.3	-
<1	-
<3	10
<10	10
<30	10
<100	10
≥100	10

Los valores son los máximos % en peso, de partículas planas y alargadas.

TABLA 2.7 – Requerimientos de Superpave para las partículas chatas y alargadas.
Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte

2.7.1.5 Contenido de Arcilla.

El contenido de arcilla, es el porcentaje de material arcilloso presente en la fracción de agregado menor de 4.75 mm (norma AASHTO T 176 ó ASTM 2419 "Finos plásticos en agregados graduados y suelos usando el ensayo del equivalente de arena").

Tránsito en 10 ⁶ ESALs	Equivalente de arena mínimo
<0.3	40
<1	40
<3	40
<10	45
<30	45
<100	50
≥100	50

TABLA 2.8 – Requerimientos de Superpave para el contenido de arcilla.
Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte

2.7.2 PROPIEDADES DE LA FUENTE DE ORIGEN.

Además de las propiedades de consenso, los expertos pensaron que habría otras características críticas del agregado. No obstante, no pudieron acordar valores críticos para esas propiedades, pues dichos valores son específicos de cada fuente de origen. Consecuentemente, un grupo de "Propiedades de fuente de origen" fue recomendado. Valores específicos son establecidos por las características de la zona, aun cuando esas propiedades son relevantes durante el proceso de diseño de la mezcla, podrían también ser usadas como un control de aceptación de la fuente de origen. Estas propiedades son:

- ✓ Tenacidad
- ✓ Durabilidad
- ✓ Materiales deletéreo.

2.7.2.1 Tenacidad.

La tenacidad es el porcentaje de pérdida de material en una mezcla de agregados durante el ensayo de abrasión Los Ángeles. La norma es AASHTO T 96 "Resistencia a la abrasión del agregado grueso de pequeño tamaño mediante el uso de la maquina Los Ángeles". Este ensayo estima la resistencia del agregado grueso a la abrasión y degradación mecánica durante el manipuleo, construcción y servicio. Los valores de perdida máximos están aproximadamente entre 35 y 45%.

2.7.2.2 Durabilidad.

Es el porcentaje de pérdida del material en una mezcla de agregados durante el ensayo de durabilidad de los áridos sometidos al ataque con sulfato de sodio o sulfato de magnesio. La norma es la AASHTO T 104 " Ensayo de sanidad de agregados por sulfato de sodio". El ensayo estima la resistencia del agregado al deterioro por la acción de los agentes climáticos durante la vida útil del pavimento. Los valores máximos de pérdida son aproximadamente de 10 a 20% para cinco ciclos.

2.7.2.3 Materiales deletéreos.

Los materiales deletéreos son definidos como el porcentaje en peso de contaminantes como esquistos, madera, mica y carbón mezclados con los agregados. La norma es la AASHTO T 112, y puede aplicarse tanto a agregados finos como a gruesos. El ensayo se realiza tamizando el agregado por vía húmeda sobre tamices prescritos. El porcentaje en peso del material perdido como resultado del tamizado húmedo, se informa como el porcentaje de la masa de arcilla y partículas friables.

Hay evidentemente un amplio rango de máximos porcentajes permisibles de arcilla y partículas friables, dependiendo de la composición exacta del contaminante, el rango va de valores tan pequeños como 0.2% a tan altos como 10%.

2.7.3 ANÁLISIS DE LA GRANULOMETRÍA SUPERPAVE.

A continuación se discutirán los diferentes criterios establecidos por el método Superpave para la evaluación de una granulometría para mezclas asfálticas en caliente.

2.7.3.1 Grafica elevada al exponente 0.45

Para especificar la granulometría, Superpave ha modificado el enfoque de la granulometría Marshall, tomando en consideración recomendaciones de la FHWA. Emplea el exponente 0.45 en la carta de granulometría para definir la granulometría permitida (grafica de Fuller), mediante una técnica grafica única para juzgar la distribución de tamaños acumulados de partículas de una mezcla de agregados. Las ordenadas de la carta son los porcentajes que pasan en escala aritmética, las abscisas representan las aberturas de los tamices en mm elevadas a la potencia 0.45.

2.7.3.2 Origen de la Gráfica de Fuller.

La curva de distribución granulométrica de un material grueso, no uniforme, o grafica de Fuller tiene su origen en la ecuación de Fuller, la cual representa condiciones de máxima densidad y mínimo de vacíos en el agregado mineral (VMA), la ecuación de Fuller se describe a continuación:

$$p_i = \left(\frac{D_i}{D_{max}} \right)^n$$

Donde:

P_i = acumulado que pasa, en decimal, para el diámetro de la partícula D_i

D_i = diámetro de la partícula

D_{max} = tamaño máximo de material

n = valor asociado a la forma de la curva

Con la expresión de Fuller, la graduación de agregados para una mezcla asfáltica se puede expresar por un par de números, esto es, un coeficiente de forma (n) y el tamaño máximo (D_{max}). La literatura sugiere que cuando el factor de forma tiene un valor de 0.45 la mezcla es capaz de alcanzar las máximas densidades cuando se compacta. Lo que hay que resaltar aquí es que solo las curvas con n igual o cercana a 0.45 producen la máxima densificación; aunque esto se ha desvirtuado en la actualidad.

La Figura 2.9 muestra la representación con el diámetro elevado a la potencia de 0.45 que fue introducida en los años 60's por la FHWA (Federal Highway Association) de Estados Unidos. Esta representación permite visualizar la línea de máxima densificación y evitar que la curva de graduación de diseño caiga encima de ella. En general, la curva de máxima densificación es temida porque produciría inaceptablemente bajos valores de vacíos en el agregado mineral VMA.

2.7.3.3 Importancia de la Gráfica de Fuller.

La importancia de usar la grafica de Fuller, es que permite expresar la graduación de agregados en una mezcla asfáltica con dos números (n_i/D_i). el primer número está referido a la forma de la curva y a la estructura y arreglo geométrico de la potencial masa compactada, mientras el otro se refiere al tamaño máximo del agregado. Esto facilita la expresión y manejo de la graduación, de las especificaciones granulométricas y hasta la definición de la buena graduación y el potencial de densificación de la mezcla.

El ajuste de Fuller también puede servir para controlar la variabilidad de la producción diaria de la mezcla en planta. Este método para evaluar la variabilidad de una granulometría aventaja al método tradicional de tolerancias de mallas individuales, pues aquel considera a la graduación de manera integral; las tolerancias individuales introducen de por si un sesgo muy significativo que afecta principalmente al contratista.

Una combinación de agregados es un todo, de esto pueden dar fe los manejadores de plantas trituradoras y cribadoras que cuando intentan modificar el porcentaje que pasa de un tamaño, los otros se alteran irremediabilmente.

Se observa que hay una influencia igualitaria de D_{max} y n en la trabajabilidad. En el ámbito de las graduaciones de Superpave, la facilidad de manejo y colocación aumenta a medida que las mezclas tienen a la vez tamaños máximos más pequeños y estructuras más densas. Una mezcla densa y otra

abierta tienen significativamente diferentes trabajabilidades para un mismo tamaño máximo.

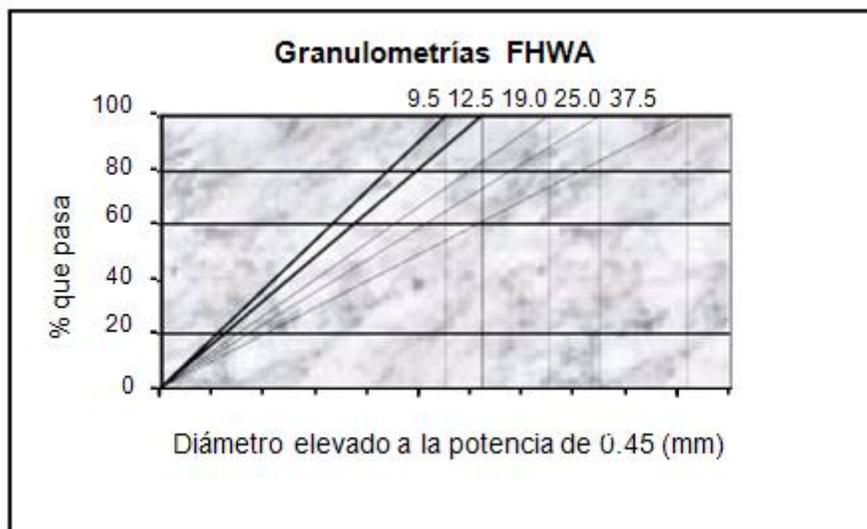


FIGURA 2.9 – Representación de granulometrías según la FHWA

Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte

Un rango importante de esta carta es la granulometría de máxima densidad; la cual corresponde a una línea recta extendida desde la abscisa de tamaño máximo de agregado y ordenada 100%, hasta el origen (0%, 0 mm).

2.7.4 GRANULOMETRÍA SUPERPAVE.

Para especificar la granulometría, Superpave ha modificado un enfoque ya en uso en algunas agencias. Utiliza el exponencial 0.45 en la carta granulométrica para definir una granulometría permitida. Esta carta usa una técnica grafica

única para juzgar la distribución de tamaños acumulados de partículas de una mezcla de agregados. Las ordenadas de la carta son los porcentajes que pasan, las abscisas en escala aritmética representan las aberturas de los tamices en mm elevadas a la potencia 0.45.

La Figura 2.10, muestra como es la escala de las abscisas; en este ejemplo el tamiz de 4.75 mm es dibujado a 2.02 unidades a la derecha del origen de coordenadas ($4.75^{0.45} = 2.02$).

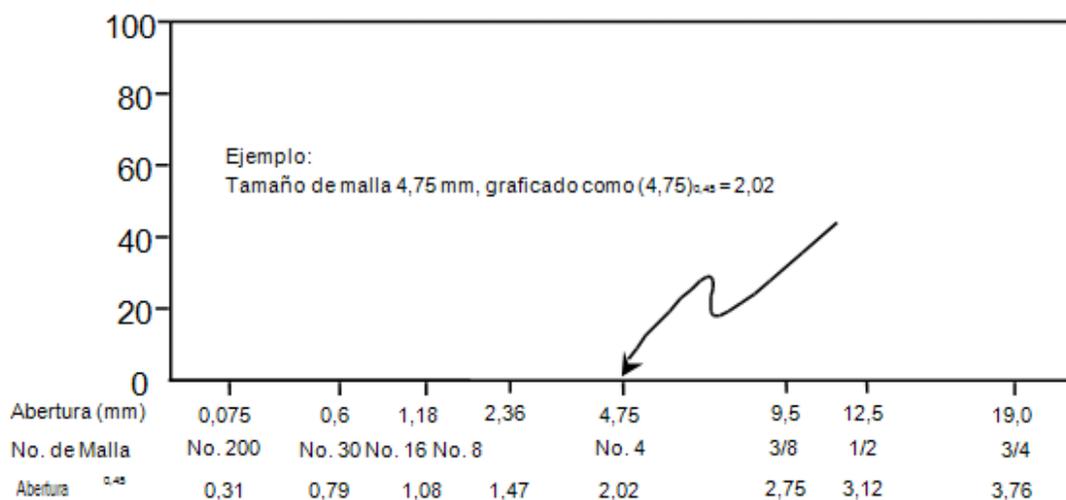


FIGURA 2.10 – Ilustración de cómo se grafican las abscisas

Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte

Superpave emplea la serie estándar de tamices de ASTM y las siguientes definiciones con respecto al tamaño del agregado.

- Tamaño máximo nominal: Tamaño de tamiz mayor que el primer tamiz que retiene más del 10%.

- Tamaño máximo: Tamaño de tamiz mayor que el tamaño máximo nominal.

La granulometría de máxima densidad (Figura 2.11) representa la graduación para la cual las partículas del agregado se acomodan entre si conformando el arreglo volumétrico más compacto posible.

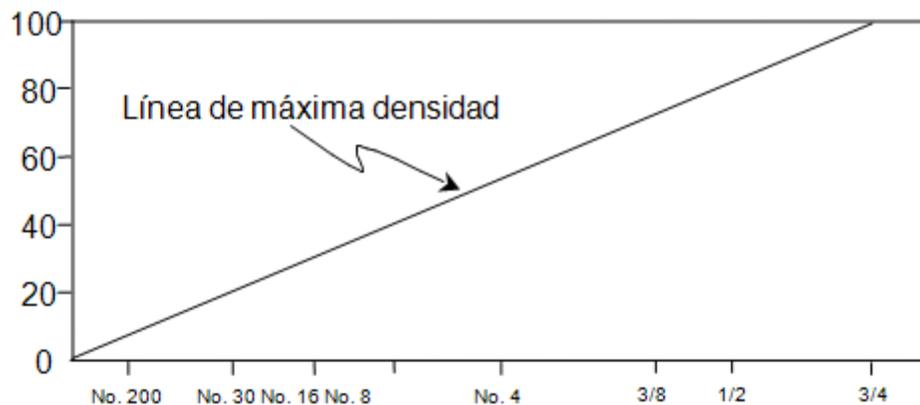


FIGURA 2.11 – Graduación de máxima densidad para tamaño máximo de 19 mm
 Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte

Evidentemente, esta granulometría debe evitarse, porque habría muy poco espacio entre los agregados como para permitir el desarrollo de un film de asfalto lo suficientemente grueso como para obtener una mezcla durable. La Figura 2.11 muestra la carta granulométrica elevada a la 0.45 con la graduación de máxima densidad para un tamaño máximo del agregado de 19 mm y 12.5 mm de tamaño máximo nominal.

Para especificar la granulometría del agregado, dos conceptos adicionales se emplean: puntos de control y una zona restringida. Los puntos de control son puntos de paso obligado para la curva granulométrica. Corresponden al tamaño máximo nominal, un tamaño intermedio (2.36 mm) y un tamaño de polvo (0.075 mm).

A continuación se presentan los requerimientos de Superpave para la granulometría de los cinco tipos de mezcla asfáltica que define.

Tamiz, mm	Tamaño máximo nominal 37.5 mm				Tamaño máximo nominal 25.0 mm				Tamaño máximo nominal 19.0 mm				Tamaño máximo nominal 12.5 mm				Tamaño máximo nominal 9.5 mm			
	Puntos de control		Zona restringida		Puntos de control		Zona restringida		Puntos de control		Zona restringida		Puntos de control		Zona restringida		Puntos de control		Zona restringida	
			míni mo	máxi mo																
50		100																		
37.5	90	100				100														
25					90	100				100										
19									90	100					100					
12.5													90	100					100	
9.5																	90	100		
4.75			34.7	34.7			39.5	39.5												
2.36	15	41	23.3	27.3	19	45	26.8	30.8	23	49	34.6	34.6	28	58	39.1	39.1	32	67	47.2	47.2
1.18			15.5	21.5			18.1	24.1			22.3	28.3			25.6	31.6			31.6	37.6
0.6			11.7	15.7			13.6	17.6			16.7	20.7			19.1	23.1			23.5	27.5
0.3			10	10			11.4	11.4			13.7	13.7			15.5	15.5			18.7	18.7
0.15																				
0.075	0	6			1	7			2	8			2	10			2	10		

TABLA 2.9 – Distintos tipos de requerimientos para granulometrías SUPERPAVE

Fuente: Superpave Gradation Requirements, www.pavementinteractive.com

2.7.4.1 Mecanismos de Control de la Granulometría.

Históricamente las especificaciones de las granulometrías han consistido en bandas de trabajo (límite superior e inferior) en los cuales se especifica el máximo y mínimo porcentaje que pasa para cada malla. Tales especificaciones tienen una característica indeseable inherente. Las mezclas pueden estar diseñadas dentro de las especificaciones y sin embargo tener un desempeño pobre en servicio. Específicamente, estas mezclas tienen una estructura de agregado pobre y son susceptibles a la deformación permanente. De igual forma las mezclas pueden ser diseñadas demasiado densas, lo que reduce el contenido de asfalto y conduce a problemas de durabilidad.

Para especificar la granulometría del agregado, se emplearon dos conceptos: los puntos de control y la zona restringida. Los puntos de control son puntos de paso obligado para la curva granulométrica y corresponden al tamaño máximo nominal, un tamaño intermedio (2.36 mm) y un tamaño de finos (0.075 mm).

Los puntos de control fueron seleccionados para cumplir objetivos específicos, los cuatro puntos de control superiores, mínimo 100% que pasa la malla de tamaño máximo, 90 a 100% pasando la malla del tamaño máximo nominal y 90% máximo que pasa la malla menor inmediata que la del tamaño máximo nominal, se utilizan para verificar que se cumpla con la definición de tamaño máximo nominal y tamaño máximo.

Los cuatro puntos de control inferiores sirven para propósitos diferentes. Los requerimientos máximos y mínimos para la malla No. 200 (75 μ m), son típicamente para mezclas asfálticas de granulometría cerrada. Otras mezclas como las SMA, las cuales tienen porcentajes que pasan la malla No. 200 de 10 a 14% no cumplen con esta especificación.

Los puntos de control para la malla No 8 (2,36 mm), son utilizados para controlar partículas con tamaño de arena en la mezcla. El punto superior limita la cantidad de arena en la mezcla con el fin de evitar mezclas asfálticas arenosas las cuales generalmente no cumplen con las especificaciones. El punto inferior asegura una cantidad de arena adecuada en la mezcla para cumplir con los requerimientos de una granulometría densa. Una granulometría con granulometría abierta (open graded) o mezcla porosa no cumplirá con estos puntos de control.

La zona restringida ha sido especificada para asegurarse que se desarrolla una adecuada estructura en la mezcla. La zona restringida se ubica entre los tamaños intermedios (4.75 o 2.36 mm) y 0.3 mm. Forma una banda por la cual la curva granulométrica no deberá pasar. Se especifica que las granulometrías deben pasar ya sea abajo o arriba de la zona. Mezclas que pasan por arriba tenderán a ser arenosas y a tener estructuras de agregado débiles en comparación con las que pasan debajo de la zona restringida.

Granulometrías que pasan a través de la zona de restricción (desde abajo), se llaman "humped graduations" (graduaciones con joroba) por la forma característica de joroba que se forma en la curva al pasar por aquella zona. En la mayoría de los casos, estas curvas indican una mezcla con mucha arena fina en relación con el total de la arena. Las granulometrías que violan la zona restringida poseen un esqueleto granular débil que depende demasiado de la rigidez del cemento asfáltico para alcanzar una mezcla con resistencia al corte. La Figura 2.12 muestra un esquema para un tamaño máximo de agregado de 19 mm.

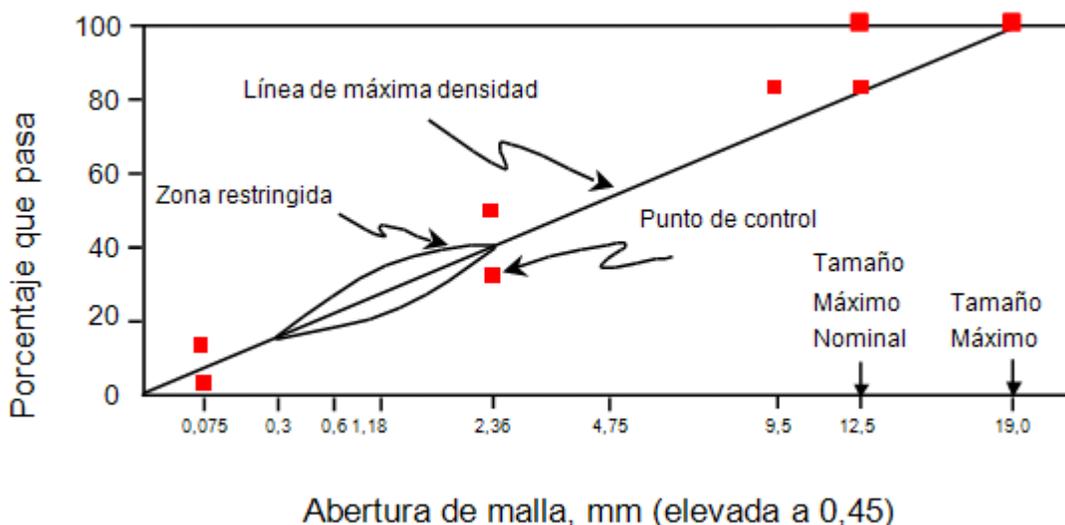


FIGURA 2.12 – Límites para las granulometrías SUPERPAVE

Fuente: Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica, publicación N°299, Instituto mexicano del transporte

2.7.4.2 La Zona Restringida

El Reporte SHRP-A-408 de la SHRP, resume el desarrollo de los aspectos de diseño volumétrico de Superpave bajo el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras (SHRP). Bajo este programa se reunió a un grupo de expertos en el área de producción de agregados y diseño y comportamiento de mezclas asfálticas en caliente, con la finalidad de presentar ante ellos una serie de cuestionamientos consistente básicamente en siete características del agregado:

1. Límites de graduación
2. Caras fracturadas
3. Contenido de arenas naturales
4. Abrasión de L.A
5. Agregados redondeados
6. Materiales deletéreos
7. Equivalente de arena

La respuesta para determinar que características deberían modificarse de esta serie fue basada únicamente en acuerdos y desacuerdos acerca de las modificaciones, sin una base científica.

Una vez acordadas las características a modificar, establecieron limitaciones en los límites de graduación. De esta manera se agregaron características

adicionales como mínimo/máximo tamaños de agregados, puntos de control/zona restringida y puntos de control.

La mayoría de los expertos especificaron graduaciones arriba y abajo de la zona de restricción aunque la mitad de ellos recomendaron graduaciones debajo de la zona de restricción para altas condiciones de tráfico.

Como ya se dijo, la zona de restricción forma una banda a través de la cual fue recomendado no pasar graduaciones de agregados. La zona de restricción fue adoptada para reducir la incidencia de tender o estar propensa a roderas en las HMA. Aunque la zona restringida fue incluida por Superpave como una guía recomendada, no como una especificación requerida, algunas agencias en EU la interpretaron como un requerimiento.

Según esto, la intención original de incluir una zona restringida, debido a que algunas graduaciones particularmente se ven afectadas por: 1) el uso de arenas naturales redondeadas o con distribución de tamaños limitada y 2) la proporción admisible de la fracción fina (0.15 a 0.6 mm) del total de la arena (que pasa por 2.36 mm), fue la de ayudar a reducir la incidencia de tender o ser propenso a roderas en las HMA.

El proyecto "Report 464 The Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification", de acuerdo con algunos expertos en EU, cumplir con el criterio de la zona de restricción, quizás no es deseable o necesario para producir mezclas que den buen comportamiento en términos de roderas.

Algunas agencias de carreteras de EU, pueden proveer ejemplos de graduaciones de agregados que pasan a través de la zona de restricción, sin embargo estas producen mezclas que presentan buen comportamiento. Por ejemplo si se tiene una mezcla de agregados con un valor alto de angularidad (p.e. valor alto de angularidad de agregado fino FAA), es probable que la mezcla no exhiba ninguna tendencia durante la construcción y sería resistente a las roderas bajo tráfico sin tener en cuenta si la graduación pasa a través de esta zona restringida. Algunos cuestionaron también la necesidad de la zona de restricción cuando las mezclas requieren propiedades volumétricas tales como el VAM y V_a especificados para los números de giros $N_{inicial}$, $N_{diseño}$ y $N_{máximo}$ en la compactación giratoria.

2.8 ESPECIFICACIONES PARA AGREGADOS UTILIZADOS EN MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE DISEÑADAS POR EL MÉTODO MARSHALL.

2.8.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Son aquellas que se utilizan para establecer los requisitos de calidad de los materiales pétreos que son utilizados para la elaboración del esqueleto de una carpeta asfáltica, ya que es el agregado que proporcionará la mayor resistencia a las cargas que ejercerá el tráfico he aquí la importancia de presentar las

mejores propiedades establecidas en normas, disposiciones tanto internacionales como nacionales (SIECA), relativos a la ejecución de la obra.

Proveen de un lenguaje común, preciso, y libre de ambigüedades que regula y facilita las interrelaciones que se darán entre las personas involucradas en el proyecto. Las especificaciones técnicas a su vez recurren a normas ya desarrolladas internacionalmente (Ej. ASTM, AASHTO o FP, etc.), que conforman un estándar de terminologías, ensayos, patrones, etc. que facilitan y hacen útil la experiencia ingenieril en el intercambio de conocimientos tecnológicos a nivel internacional, así como la facilitación de licitaciones internacionales, enmarcadas en la globalización comercial. Las especificaciones técnicas están incluidas y juegan un papel importante en los documentos de licitación y contratación del contratante (propietario).

En nuestro país y en Centroamérica se crearon especificaciones técnicas de carácter regional conocidas como S.I.E.C.A. (Secretaría de Integración Económica Centroamericana), estas han sido el resultado de esfuerzos de integración logrados a través de los últimos años, y por convenio pretenden ser obligatorias para todos los países miembros. Estas especificaciones están clasificadas en:

- 4) **Generales:** Contiene las actividades aplicadas a obras de Mantenimiento en todos los países centroamericanos y,
- 5) **Particulares:** modifican las especificaciones generales para adecuarlas a las condiciones prevalecientes en los contratos específicos de mantenimiento vial, en cada país centroamericano.

Debido a eso es que las especificaciones técnicas que interesan a nuestro documento, parten de las especificaciones generales desarrolladas por S.I.E.C.A. en el “**Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales**”, en dicho manual se establecen los requisitos que deben cumplir los materiales pétreos, asfalto y mezcla asfáltica en caliente, entre otros factores relacionados con dicha mezcla.

2.8.2 REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LOS AGREGADOS

2.8.2.1 Agregado Grueso.

Este material debe consistir en piedra o grava de buena calidad triturada (Retenidos en la malla de 4.75 mm) y mezclada de manera que el producto obtenido corresponda a uno de los tipos de granulometría estipulados y llene además los requisitos generales siguientes:

- | | |
|--|----------|
| (1) Abrasión de los Ángeles, AASHTO T 96 | 40% máx. |
| (2) Sanidad en sulfato de sodio (5 ciclos), AASHTO T 104 | 12% máx. |

(3) Caras fracturadas, ASTM D 5821 75% mín.

(4) Índice durabilidad (agregado grueso), AASHTO T 210 35% mín.

No deben usarse agregados con caras pulidas o agregados que contengan carbonato soluble. El residuo insoluble debe ser menor del 25%, de acuerdo a ASTM D 3042.

2.8.2.2 Agregado Fino.

Este material está formado por arenas naturales, arena de piedra quebrada cernida, o su combinación y deberá tener una granulometría que (material que pasa la malla 4.75 mm), al combinarse con otras fracciones en la proporción adecuada, la mezcla resultante puede satisfacer la granulometría requerida según **AASHTO M 29** incluyendo la pérdida en sulfato, y que llene además los requisitos generales siguientes:

(1) Equivalente de arena, AASHTO T 176 45% mín.

(2) Índice de durabilidad (fino), AASHTO T 210 35% min

2.8.2.2.1 Especificaciones para agregado fino en mezclas de pavimentos bituminosos, según AASHTO M 29.

La graduación del agregado fino será conforme a la graduación en la **Tabla 2.13** para el número de graduación especificado en la orden, u otra graduación designada por el comprador.

Tamaño de tamiz		Cantidad más fina que cada tamiz de laboratorio (Aberturas cuadradas), Masa, %				
		Graduación No. 1	Graduación No. 2	Graduación No. 3	Graduación No. 4	Graduación No. 5
3/8"	9.5 mm	100	—	—	100	100
No. 4	4.75 mm	95 a 100	100	100	80 a 100	80 a 100
No. 8	2.36 mm	70 a 100	75 a 100	95 a 100	65 a 100	65 a 100
No. 16	1.18 mm	40 a 80	50 a 74	85 a 100	40 a 80	40 a 80
No. 30	600µm	20 a 65	28 a 52	65 a 90	20 a 65	20 a 65
No. 50	30µm	7 a 40	8 a 30	30 a 60	7 a 40	7 a 46
No. 100	150µm	2 a 20	0 a 12	5 a 25	2 a 20	2 a 30
No. 200	75µm	0 a 10	0 a 5	0 a 5	0 a 10	—

TABLA 2.10 – Requerimientos de Graduación para agregados Finos

Fuente: Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales, Secretaría de Integración Económica Centroamericana.

Límites de variabilidad en la graduación— Para continuar envíos de agregado fino de una fuente dada, el módulo de finura no variará más de 0.25 del módulo de finura base. El módulo base de finura será el valor que es típico de la fuente, y estará resuelto de pruebas previas, o si ninguna de las pruebas previas existen, del promedio de los valores del módulo de finura para las primeras 10 muestras (o todas las muestras precedentes si son menos de 10) en la orden.

Índice de plasticidad— El índice de plasticidad de la fracción que pasa el tamiz de 425-µm (No. 40) no excederá de 4.0.

El siguiente requisito suplementario será aplicable sólo cuando sea especificado por el comprador en el contrato o la orden.

Sanidad de Sulfato — El agregado fino, estando sujeto a cinco ciclos del ensayo de sanidad según T 104, tendrá una pérdida de peso de no más de 15 por ciento cuando el sulfato de sodio es usado o 20 por ciento cuando el sulfato

de magnesio es usado. Si la sal a ser usada no es indicada por el comprador, entonces el agregado fino será aceptable si llena los requisitos cuando sea probado con cualquier sal.

2.8.2.3 Granulometría de agregados combinados (finos y gruesos).

Consiste en la combinación de diferentes tamaños de agregado, que debe llenar los requisitos siguientes:

- (1) Granulometría Tabla 2.4
- (2) Grumos de arcilla y partículas friables, AASHTO T 112 1% máx.
- (3) Libre de materiales vegetales, basura, terrones, arcilla y sustancias deletéreas.

Tamiz	Porcentaje de masa pasando, Designación de tamices (AASHTO T 27 y AASHTO T 11)					
	Designación de la Graduación					
	A	B	C	D	E	F
37.5 mm	100 ⁽¹⁾					
25.0 mm	97-100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾			
19.0 mm	—	97-100 ⁽¹⁾	97-100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾	
12.5 mm	—	76-88 ⁽⁵⁾	* ⁽⁵⁾	97-100 ⁽¹⁾	97-100 ⁽¹⁾	
9.50 mm	53-70 ⁽⁶⁾	—	* ⁽⁶⁾	—	* ⁽⁵⁾	100 ⁽¹⁾
4.75 mm	40-52 ⁽⁶⁾	49-59 ⁽⁷⁾	* ⁽⁷⁾	57-69 ⁽⁶⁾	* ⁽⁶⁾	33-47 ⁽⁶⁾
2.36 mm	25-39 ⁽⁴⁾	36-45 ⁽⁵⁾	* ⁽⁵⁾	41-49 ⁽⁶⁾	* ⁽⁶⁾	7-13 ⁽⁴⁾
600 µm	12-22 ⁽⁴⁾	20-28 ⁽⁴⁾	* ⁽⁴⁾	22-30 ⁽⁴⁾	* ⁽⁴⁾	—
300 µm	8-16 ⁽³⁾	13-21 ⁽³⁾	* ⁽³⁾	13-21 ⁽³⁾	* ⁽³⁾	—
75 µm	3-8 ⁽²⁾	3-7 ⁽²⁾	3-8 ⁽²⁾	3-8 ⁽²⁾	3-8 ⁽²⁾	2-4 ⁽²⁾

(1) Procedimientos estadísticos no aplican.

* El contratante especifica el valor del rango y límites.

() Desviación permisible (\pm) de el rango de valores.

TABLA 2.11 – Rango de Valores para Graduación de Agregados para Pavimentos de Concreto Asfáltico en Caliente.

Fuente: Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales, Secretaría de Integración Económica Centroamericana.

2.9 ENSAYOS REALIZADOS A LOS AGREGADOS PÉTREOS PARA OCUPARLOS EN (M.A.C).

2.9.1 ANÁLISIS POR TAMIZADO DE AGREGADOS GRUESO Y FINO.

Basado en norma AASHTO: T 27- 99

Con equivalencia en ASTM: C 136-01

1. RESUMEN DEL MÉTODO

1. Una muestra de agregado seco de masa conocida es separada a través de una serie de tamices de aberturas progresivamente menores, para la determinación de la distribución de tamaño de las partículas. Los resultados se usan para determinar el cumplimiento de la distribución del tamaño de las partículas, según los requisitos especificados y para proporcionar información necesaria en el control de la producción de agregados y mezclas que contienen agregados. La información también puede ser usada en el desarrollo de relaciones concernientes a la porosidad y empaque.

2.9.2 MATERIALES MÁS FINOS QUE PASAN EL TAMIZ DE 75 μ M (No. 200) EN AGREGADO MINERAL POR LAVADO.

Basado en norma AASHTO: T 11-97(2000)

Con equivalencia en ASTM: C 117-95

1. RESUMEN DEL MÉTODO

1. Una muestra de agregado es lavada en la manera prescrita, usando ya sea agua corriente o agua conteniendo un agente humectante, como se haya especificado. El producto decantado del lavado con agua, que contiene material suspendido y disuelto, es pasado a través de un tamiz de 75 μ m (No. 200). La pérdida en masa resultante del tratamiento de lavado se calcula como el porcentaje de masa de la muestra original y es reportada como el porcentaje de material más fino que el tamiz de 75 μ m por lavado.

2.9.3 PARTÍCULAS PLANAS, PARTÍCULAS ALARGADAS, Ó PARTÍCULAS PLANAS Y ALARGADAS EN AGREGADO GRUESO

Basado en norma ASTM D 4791 - 99

1. RESUMEN DEL METODO

1. Este método de ensayo cubre la determinación de los porcentajes de partículas planas, alargadas, o partículas planas y alargadas en agregados gruesos. Los valores declarados en unidades de libra-pulgada deben ser considerados como el estándar excepto con atención al tamaño del tamiz y al tamaño de agregado. Las partículas individuales de agregado de un tamaño específico de tamiz es medido para determinar las relaciones de ancho a espesor, de largo a ancho, o largo a espesor.

2.9.4 FINOS PLÁSTICOS EN AGREGADO GRADUADO Y SUELOS POR EL USO DEL ENSAYO DEL EQUIVALENTE DE ARENA

Basado en norma AASHTO: T 176-02

Con equivalencia en ASTM: D-2419

1. RESUMEN DE METODO

1. La intención de éste ensayo es que sirva como una prueba de campo rápida para mostrar las proporciones relativas de polvo fino o material arcilloso en suelos o agregados graduados. A un volumen determinado de suelo o agregado fino se le adiciona una pequeña cantidad de solución floculante, mezclándolos en un cilindro de plástico graduado y agitándolos para que las partículas de arena pierdan la cobertura arcillosa. La muestra es entonces "irrigada", usando una cantidad adicional de solución floculante, para forzar el material arcilloso a quedar en suspensión encima de la arena.

Después de un período de sedimentación, se determinan las alturas de la arcilla floculada y de la arena en el cilindro. El "equivalente de arena" es la relación entre la altura de arena y la altura de arcilla, expresada en porcentaje.

2.9.5 ENSAYO DE SANIDAD DE AGREGADOS POR SULFATO DE SODIO

Basado en norma AASHTO: T 104-99(2003)

Con equivalencia en ASTM: C 88-99a

1. RESUMEN DE METODO

1. Este método cubre los procedimientos a ser seguidos en ensayos de agregados para determinar su resistencia a la desintegración por soluciones saturadas de sulfato de sodio o sulfato de magnesio. Esto es hecho por la inmersión repetida en soluciones saturadas de sulfato de sodio o de magnesio, seguido por secado en horno para una deshidratación parcial o completa de la sal precipitada, en espacios permeables de los poros. La fuerza interna expansiva, derivada de la rehidratación de la sal en la reinmersión, simula la expansión de agua en el congelamiento. Este método de ensayo provee información útil para juzgar la calidad de agregados sujetos a la acción del clima, particularmente cuando la información adecuada no está disponible en un servicio de registros del material expuesto para las condiciones reales de desgaste. Se llama la atención al hecho que los resultados de ensayos por el uso de las dos sales difieren considerablemente y se debe tener cuidado en fijar límites correctos en cualquier especificación que incluya requisitos para estos ensayos.

2.9.6 GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO FINO.

Basado en norma AASHTO: T 84 - 00

Con equivalencia en ASTM: C 128 - 97

1. ALCANCE

1. Se toma una muestra representativa de agregado fino la cual se sumerge durante 15 horas. Al día siguiente se expande la muestra sobre la superficie de un recipiente o bandeja la cual no es absorbente. Con el secador se le inyecta una corriente de aire hasta conseguir un secado uniforme, la operación es terminada cuando los granos del agregado están sueltos. Luego se introduce la muestra en un molde cónico, se apisona unas 25 veces dejando caer el pisón desde una altura aproximada de 1 cm, posteriormente se nivela y si al quitar el molde la muestra se deja caer es porque no existe humedad libre, si es lo contrario se sigue secando y se repite el proceso hasta que cumpla con la condición. Cuando se cae el agregado al quitar el molde cónico es porque se ha alcanzado una condición saturada con superficie seca.

Se procede a tomar una muestra de 500 gramos del agregado para envasarla en el picnómetro llenándolo con agua a 20°C hasta más o menos 250 cms³, luego se hace girar el picnómetro para eliminar todas las burbujas de aire posibles. Se procede a cuantificar el peso del picnómetro en la balanza anotando su respectivo valor.

Al término de este paso, se embaza la muestra en tazas para ser dejadas en el horno por espacio de 24 horas. Y por último, al día siguiente se llevaron las muestras a la balanza y su cuantifico su valor. Se tomaron apuntes.

2.9.7 GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO GRUESO.

Basado en norma AASHTO: T 85 - 91 (2000)

Con equivalencia en ASTM: C 128 - 88 (1993)

1. RESUMEN DEL METODO

1. Los agregados muestreados sumergirlos en agua por aproximadamente 15 horas hasta llenar esencialmente los poros. Entonces removerlos del agua, secar el agua superficial de las partículas, y pesar. Seguidamente tomar la muestra y pesarla mientras se sumerge en agua. Finalmente las muestras son secadas en el horno y pesada por tercera vez. Usando la masa y peso de las mediciones obtenidas, y las fórmulas del método, es posible calcular los tres tipos de gravedad específica y la absorción.

2.9.8 RESISTENCIA AL DESGASTE DE AGREGADO GRUESO DE TAMAÑO PEQUEÑO POR IMPACTO Y ABRASIÓN EN LA MÁQUINA LOS ANGELES.

Basado en norma AASHTO: T 96 -2002

Con equivalencia en ASTM: C 131-2001

1. RESUMEN DEL METODO DE ENSAYO

Este ensayo es una medida al desgaste de los agregados minerales de graduaciones estándar resultado de una combinación de acciones que incluye la abrasión o el desgaste, impacto, y desintegración en un tambor de acero rotatorio que contiene un número especificado de esferas de acero, el número de esferas depende de la graduación de la muestra de ensayo. A medida que el tambor gira, una lámina del estante recoge la muestra y las esferas de acero, llevándolos de un lado hacia el otro hasta dejarlos caer en el lado opuesto del tambor, creando un efecto de aplastamiento e impacto. Los contenidos entonces ruedan dentro del tambor con una acción de desgaste y pulverización, hasta que la lámina del estante recoge la muestra y las esferas de acero, en ciclos repetitivos. Después del número prescrito de revoluciones, los contenidos son removidos del tambor y la porción del agregado es tamizada para medir el desgaste como un porcentaje de pérdida.

1.10 Resumen de resultados de ensayos a agregados pétreos.



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"**



ENSAYO EQUIVALENTE DE ARENA

(AASHTO T 176)

Solicitante: Universidad de El Salvador Fecha de recepción: _____
 Proyecto: Trabajo de Graduación Fecha de ensayo: _____
 Procedencia: _____ Laboratorista: Tesis UES
 Material: ARENA

		Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4
Lectura de Arcilla	A	5.3	5.3	4.7	4.8
Lectura de Arena	B	3.8	3.9	3.5	3.8
Equivalente de Arena	(B / A) x100	72	74	75	80
Promedio		76			

Observaciones:

El parámetro mínimo para este ensayo dado por SUPERPAVE para 7 millones de ESAL's (que es un tránsito de diseño en nuestro caso) es de 45, por lo que con 76 cumplimos.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA Y
ABSORCION DE AGREGADO FINO
(AASHTO T 84-91, ASTM C 127- (1993))

Solicitante: Universidad de El Salvador Fecha de recepción: _____
 Proyecto: Trabajo de graduación Fecha de ensayo: _____
 Procedencia: Cantera Laboratorista: _____
 Ubicación: _____ Elaboró: _____
 Material: Arena

Peso de tara 1-1 _____

Peso de tara 2-2 _____

Muestra No.	1	2	
Picnómetro No.	1	2	
Peso de muestra SSS g	509.0	509.0	
Peso de picnómetro + agua g	1473.4	1448.4	
Peso de picnómetro + agua + muestra g	1778.9	1752.1	
Peso seco de muestra seca + tara g	585.0	584.8	
Peso de muestra seca g	494.2	494.1	
Gravedad específica	2.429	2.407	
Gravedad específica SSS			
Gravedad específica aparente			
Absorción %	2.995	3.016	
Gravedad específica promedio	2.418		
Promedio de absorción %	3.01%		

Observaciones:



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA Y
ABSORCION DE AGREGADO GRUESO
(AASHTO T 85-91, ASTM C 127- (1993))

Solicitante: Universidad de El Salvador Fecha de recepción: _____
 Proyecto: Trabajo de graduación Fecha de ensayo: _____
 Procedencia: _____ Laboratorista: _____
 Ubicación: _____ Elaboró: _____
 Material: Grava 3/4"

Ensayo No	1		
Peso de tara g	166.4		
Peso de tara para secado g	166.4		
Peso grava SSS + tara g	3505.5		
Peso de grava SSS g	B 3339.1		
Peso de grava sumergida (w aparente) g	C 2053.1		
Peso del agua desplazada (vol. Total) g	1286.0		
Gravedad específica Bulk _{SSS}	B/(B-C)		
Peso seco de grava + tara g	3451.0		
Peso seco de grava g	A 3284.6		
Peso de agua Kg.			
Peso de agua desplazada por sólidos Kg.			
Gravedad específica aparente	A/(A-C)		
Gravedad Específica Bulk	A/(B-C) 2.554		
Absorción %	(B-A)/AX100 1.66		
Promedio de Gravedad Específica Bulk		2.554	
Promedio de absorción %		1.7	

Observaciones:



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA Y
ABSORCION DE AGREGADO GRUESO
(AASHTO T 85-91, ASTM C 127- (1993))

Solicitante: Universidad de El Salvador Fecha de recepción: _____
 Proyecto: Trabajo de graduación Fecha de ensayo: _____
 Procedencia: _____ Laboratorista: _____
 Ubicación: _____ Elaboró: _____
 Material: Grava 3/8"

Ensayo No	1		
Peso de tara g	165.3		
Peso de tara para secado g	165.3		
Peso grava SSS + tara g	2297.2		
Peso de grava SSS g	B 2131.9		
Peso de grava sumergida (w aparente) g	C 1315.4		
Peso del agua desplazada (vol. Total) g	816.5		
Gravedad específica Bulk _{SSS}	B/(B-C)		
Peso seco de grava + tara g	2260		
Peso seco de grava g	A 2094.7		
Peso de agua Kg.			
Peso de agua desplazada por sólidos Kg.			
Gravedad específica aparente	A/(A-C)		
Gravedad Específica Bulk	A/(B-C) 2.565		
Absorción %	(B-A)/AX100 1.78		
Promedio de Gravedad Específica Bulk		2.565	
Promedio de absorción %		1.8	

Observaciones:



ENSAYO DE GRANULOMETRÍA
ASTM C136

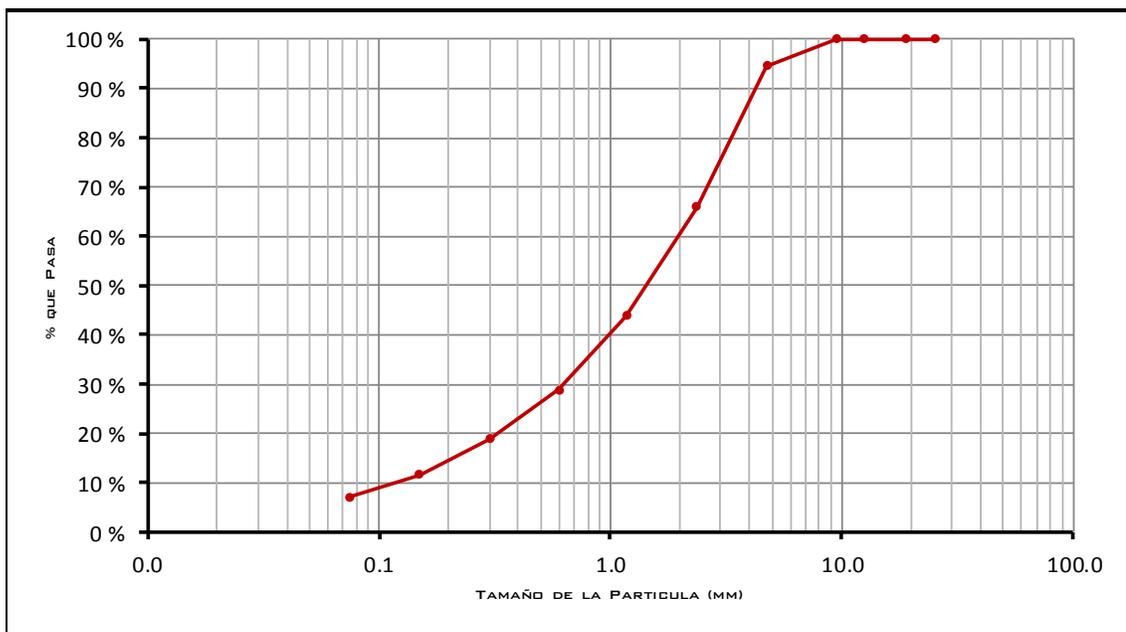


PROYECTO:	_____
SOLICITANTE:	Tesis
PROCEDENCIA:	_____
DESCRIPCIÓN:	Arena
FECHA DE ENSAYO:	_____

Peso Inicial=	574.80 g	Tamaño Máximo Nominal =	_____
---------------	----------	-------------------------	-------

MALLA		Peso Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa	ESPECIFICACIÓN	
NOMBRE	MM					Mínimo	Máximo
1"	25.4	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
3/4"	19.0	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
1/2"	12.5	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
No. 4	4.75	31.00 g	5.39 %	5.39 %	94.61 %		
No. 8	2.36	165.10 g	28.72 %	34.12 %	65.88 %		
No. 16	1.18	126.50 g	22.01 %	56.12 %	43.88 %		
No. 30	0.60	86.10 g	14.98 %	71.10 %	28.90 %		
No. 50	0.30	57.80 g	10.06 %	81.16 %	18.84 %		
No. 100	0.150	41.00 g	7.13 %	88.29 %	11.71 %		
No. 200	0.075	26.40 g	4.59 %	92.88 %	7.12 %		
FONDO		40.90 g	7.12 %	95.41 %			
TOTALES		574.80 g	100.00 %				

GRAVA=	34.12 %	ARENA=	54.18 %	FINOS=	11.71 %	SUMA=	100.00 %
--------	---------	--------	---------	--------	---------	-------	----------



OBSERVACIONES:	_____



ENSAYO DE GRANULOMETRÍA
ASTM C136

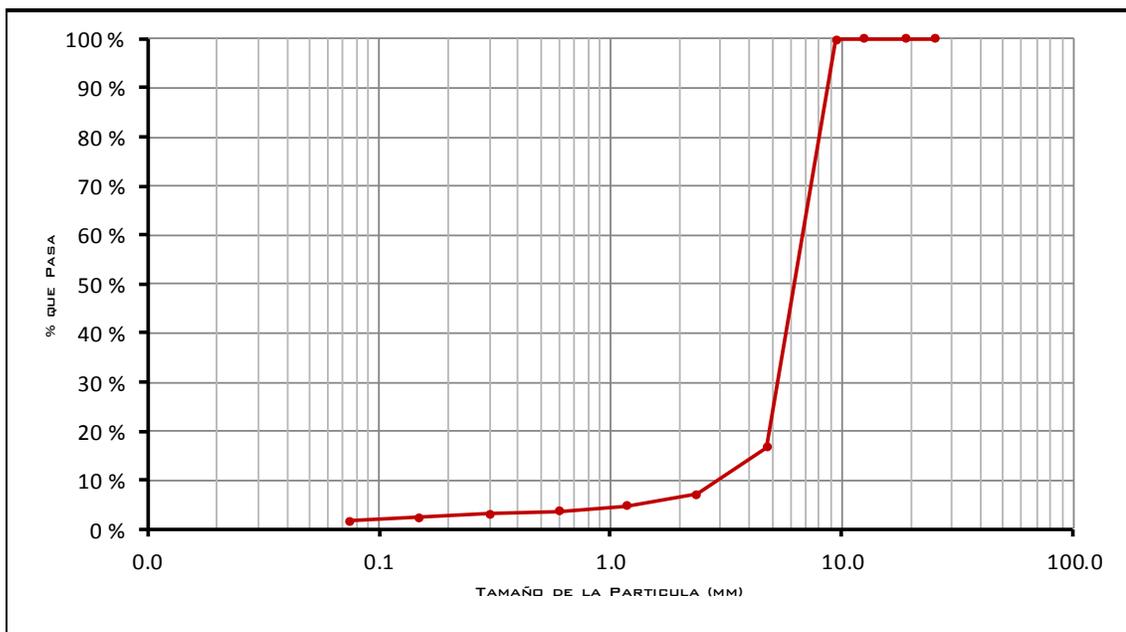


PROYECTO:	_____
SOLICITANTE:	Tesis
PROCEDENCIA:	_____
DESCRIPCIÓN:	Grava 3/8"
FECHA DE ENSAYO:	_____

Peso Inicial=	1,774.90 g	Tamaño Máximo Nominal =	3/8"
---------------	------------	-------------------------	------

MALLA		Peso Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa	ESPECIFICACIÓN	
NOMBRE	MM					Mínimo	Máximo
1"	25.4	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
3/4"	19.0	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
1/2"	12.5	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
3/8"	9.5	3.40 g	0.19 %	0.19 %	99.81 %		
No. 4	4.75	1,476.10 g	83.17 %	83.36 %	16.64 %		
No. 8	2.36	169.70 g	9.56 %	92.92 %	7.08 %		
No. 16	1.18	40.70 g	2.29 %	95.21 %	4.79 %		
No. 30	0.60	19.70 g	1.11 %	96.32 %	3.68 %		
No. 50	0.30	11.20 g	0.63 %	96.95 %	3.05 %		
No. 100	0.150	10.70 g	0.60 %	97.55 %	2.45 %		
No. 200	0.075	15.50 g	0.87 %	98.43 %	1.57 %		
FONDO		27.90 g	1.57 %	99.13 %			
TOTALES		1,774.90 g	100.00 %				

GRAVA=	92.92 %	ARENA=	4.64 %	FINOS=	2.45 %	SUMA=	100.00 %
--------	---------	--------	--------	--------	--------	-------	----------



OBSERVACIONES:	_____



ENSAYO DE GRANULOMETRÍA
ASTMC136

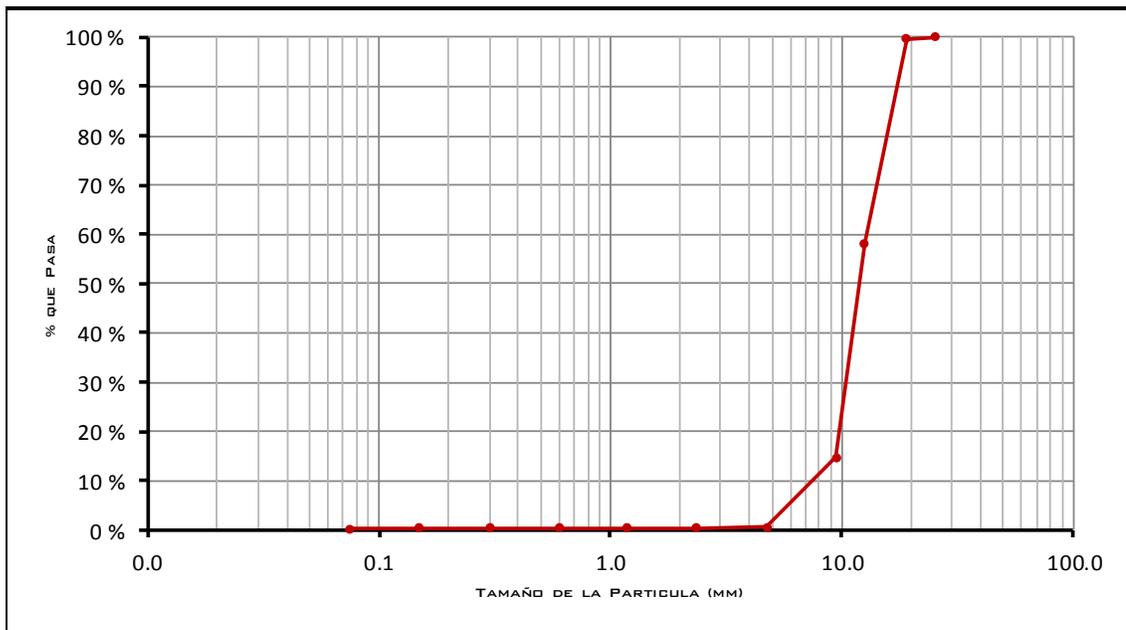


PROYECTO:	
SOLICITANTE:	Tesis
PROCEDENCIA:	
DESCRIPCIÓN:	Grava 3/4"
FECHA DE ENSAYO:	

Peso Inicial=	5,328.40 g	Tamaño Máximo Nominal =	3/4"
---------------	------------	-------------------------	------

MALLA		Peso Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Retenido Acumulado	Porcentaje que Pasa	ESPECIFICACIÓN	
NOMBRE	MM					Mínimo	Máximo
1"	25.4	0.00 g	0.00 %	0.00 %	100.00 %		
3/4"	19.0	13.60 g	0.26 %	0.26 %	99.74 %		
1/2"	12.5	2,217.80 g	41.62 %	41.88 %	58.12 %		
3/8"	9.5	2,311.50 g	43.38 %	85.26 %	14.74 %		
No. 4	4.75	754.50 g	14.16 %	99.42 %	0.58 %		
No. 8	2.36	5.60 g	0.11 %	99.52 %	0.48 %		
No. 16	1.18	1.80 g	0.03 %	99.56 %	0.44 %		
No. 30	0.60	1.30 g	0.02 %	99.58 %	0.42 %		
No. 50	0.30	2.70 g	0.05 %	99.63 %	0.37 %		
No. 100	0.150	3.50 g	0.07 %	99.70 %	0.30 %		
No. 200	0.075	5.00 g	0.09 %	99.79 %	0.21 %		
FONDO		11.10 g	0.21 %	99.91 %			
TOTALES		5,328.40 g	100.00 %				

GRAVA=	99.52 %	ARENA=	0.17 %	FINOS=	0.30 %	SUMA=	100.00 %
--------	---------	--------	--------	--------	--------	-------	----------



OBSERVACIONES:	



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE DESGASTE

(AASHTO T 96-02, ASTM C 131-01))

Solicitante: Universidad de El Salvador Material: Agregado 3/4"
 Proyecto: Trabajo de graduación Laboratorista: _____
 Procedencia: _____ Fecha de recepción: _____
 Ubicación: _____ Fecha de ensayo: _____
 Encargado: _____

	Tamizado	Lavado
Ensayo No.		
Tipo de graduación	B	
Peso de tara (g)	193.0	
M -1 Pasa malla $\frac{3}{4}$ " se retiene en $\frac{1}{2}$ "	2503.5	
M -2 Pasa malla $\frac{1}{2}$ " se retiene en $\frac{3}{8}$ "	2503.5	
Peso inicial (M -1 + M - 2 lavado y seco) (g)	5007.0	
Peso final + tara (g)	4390.0	
Peso final (g)	4197.0	
Perdida (g)	810.0	
% de Desgaste	16.2	

Observaciones:

Cumple con la especificación SUPERPAVE que dice que el máximo valor de desgaste permitido es 35%



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE DESGASTE

(AASHTO T 96-02, ASTM C 131-01))

Solicitante: Universidad de El Salvador Material: Agregado 3/8"
 Proyecto: Trabajo de graduación Laboratorista: _____
 Procedencia: _____ Fecha de recepción: _____
 Ubicación: _____ Fecha de ensayo: _____
 Encargado: _____

	Tamizado	Lavado
Ensayo No.		
Tipo de graduación	C	
Peso de tara (g)	193.0	
M -1 Pasa malla $\frac{3}{8}$ " se retiene en $\frac{1}{4}$ "	2504.5	
M -2 Pasa malla $\frac{1}{4}$ " se retiene en No4	2504.5	
Peso inicial (M -1 + M - 2 lavado y seco) (g)	2509.0	
Peso final + tara (g)	4346.0	
Peso final (g)	4153.0	
Perdida (g)	856.0	
% de Desgaste	17.1	

Observaciones:

Cumple con la especificación SUPERPAVE que dice que el máximo valor de desgaste permitido es 35%



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO DE SANIDAD
(AASHTO T 104)

Proyecto: Trabajo de Graduación **Fecha de muestreo:** _____
Material: Arena **Fecha de ensayo:** _____
Procedencia de la muestra: _____ **Ciclo No.** _____

Tamaño de tamiz		% Retenido parcial	Peso por fracción antes de ensayo (g)	Peso por fracción después de ensayo (g)	% perdida en fracción	% perdida en muestra original
Pasa	Retiene					
2 1/2"	2"					
2"	1 1/2"					
1 1/2"	1"					
1"	3/4"					
3/4"	1/2"					
1/2"	3/8"					
3/8"	No. 4					
Totales						

Análisis cualitativo de agregado grueso (mayor de 3/4")

Tamaño de tamiz		No. De partículas Antes de la prueba	Partículas exhibiendo daños			
			Partidas	Desmenuzadas	Agrietadas	Descascaradas
2 1/2"	1 1/2"					
1 1/2"	3/4"					

Agregado Fino

3/8"	No. 4	5	100.0	87.2	12.8	0.64
No.4	No.8	29	100.0	91.5	8.5	2.47
No.8	No.16	22	100.0	97.0	3.0	0.66
No.16	No.30	15	100.0	95.3	4.7	0.71
No.30	No.50	10	100.0	97.2	2.8	0.28

Total = 4.76

Observaciones: Se cumple con la especificación SUPERPAVE que pone un máximo valor de 10%



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO DE SANIDAD
(AASHTO T 104)

Proyecto: Trabajo de Graduación **Fecha de muestreo:** _____
Material: Grava 3/8" **Fecha de ensayo:** _____
Procedencia de la muestra: _____ **Ciclo No.** _____

Tamaño de tamiz		% Retenido parcial	Peso por fracción antes de ensayo (g)	Peso por fracción después de ensayo (g)	% perdida en fracción	% perdida en muestra original
Pasa	Retiene					
2 1/2"	2"					
2"	1 1/2"					
1 1/2"	1"					
1"	3/4"					
3/4"	1/2"					
1/2"	3/8"					
3/8"	No. 4	83.2	300.0	297.1	0.97	0.81
Totales						

Análisis cualitativo de agregado grueso (mayor de 3/4")

Tamaño de tamiz		No. De partículas Antes de la prueba	Partículas exhibiendo daños			
			Partidas	Desmenuzadas	Agrietadas	Descascaradas
2 1/2"	1 1/2"					
1 1/2"	3/4"					

Agregado Fino

3/8"	No. 4					
No.4	No.8	9.6	100.0	97.8	2.2	0.21
No.8	No.16					
No.16	No.30					
No.30	No.50					

Total = 1.02

Observaciones: Se cumple con la especificación SUPERPAVE que pone un máximo valor de 10%



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO DE SANIDAD
(AASHTO T 104)

Proyecto: Trabajo de Graduación **Fecha de muestreo:** _____
Material: Grava 3/4" **Fecha de ensayo:** _____
Procedencia de la muestra: _____ **Ciclo No.** _____

Tamaño de tamiz		% Retenido parcial	Peso por fracción antes de ensayo (g)	Peso por fracción después de ensayo (g)	% perdida en fracción	% perdida en muestra original
Pasa	Retiene					
2 1/2"	2"					
2"	1 1/2"					
1 1/2"	1"					
1"	3/4"					
3/4"	1/2"	41.6	674.7	662.9	1.74	0.72
1/2"	3/8"	43.4	331.6	324.5	2.14	0.93
3/8"	No. 4	14.2	301.6	294.8	2.25	0.32
Totales						

Análisis cualitativo de agregado grueso (mayor de 3/4")

Tamaño de tamiz		No. De partículas	Partículas exhibiendo daños			
		Antes de la prueba	Partidas	Desmenuzadas	Agrietadas	Descascaradas
2 1/2"	1 1/2"					
1 1/2"	3/4"					

Agregado Fino

3/8"	No. 4				
No.4	No.8				
No.8	No.16				
No.16	No.30				
No.30	No.50				

Total = 1.97

Observaciones: Se cumple con la especificación SUPERPAVE que pone un máximo valor de 10%

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

ENSAYO DE PARTICULAS PLANAS, PARTICULAS ALARGADAS
 Y PARTICULAS PLANAS Y ALARGADAS EN AGREGADO GRUESO
 (ASTM D 4791)



Proyecto: TRABAJO DE GRADUACION
 Material: AGREGADO GRUESO 3/4

Fecha de muestreo: _____
 Fecha de ensayo: _____

Procedencia: _____

Muestra No: _____



Ensayo hecho por:

Masa de partículas

Conteo de partículas

Criterio de planas y alargadas utilizado = 5 en 1
 Muestra inicial = 5103.2 gr

Tamiz No.	% Retenido parcial según granulometría	Cantidad de partículas a ensayarse	Cantidad de partículas planas por fracción	% Partículas planas en la muestra	% Partículas planas en el agregado	Cantidad de partículas largas por fracción	% Partículas largas en la muestra	% Partículas largas en el agregado	Masa partículas planas y alargadas en la fracción gr.	% Partículas planas y largas en la muestra	% de partículas planas y alargadas en el agregado
1 1/2"											
1"	0.0										
3/4"	0.3										
1/2"	41.6	2084.6							156.0	7.48	3.11
3/8"	43.4	2225.3							216.7	9.74	4.23
No. 4	14.2	695.7							42.6	6.12	0.87
No. 8	0.1										
No. 16	0.0										
No. 30	0.0										
No. 50	0.1										
No. 100	0.1										
No. 200	0.1										
Pasa No. 200	0.2										
Total											8.21

% Total de planas = _____ % Total de largas = _____ Total de planas y alargadas = _____

Observaciones: Cumple la especificación SUPERPAPE ya que es menor al valor máximo de 10%

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

ENSAYO DE PARTICULAS PLANAS, PARTICULAS ALARGADAS
 Y PARTICULAS PLANAS Y ALARGADAS EN AGREGADO GRUESO
 (ASTM D 4791)



Proyecto: TRABAJO DE GRADUACION
 Material: AGREGADO GRUESO 3/8

Fecha de muestreo: _____
 Fecha de ensayo: _____

Procedencia: _____

Muestra No: _____



Ensayo hecho por: _____

Masa de partículas

Conteo de partículas

Criterio de planas y alargadas utilizado = 5 en 1

Muestra inicial = 1074.9 gr

Tamiz No.	% Retenido parcial según granulometría	Cantidad de partículas a ensayarse	Cantidad de partículas planas por fracción	% Partículas planas en la muestra	% Partículas planas en el agregado	Cantidad de partículas largas por fracción	% Partículas largas en la muestra	% Partículas largas en el agregado	Masa partículas planas y alargadas en la fracción gr.	% Partículas planas y largas en la muestra	% de partículas planas y alargadas en el agregado
1 1/2"											
1"	0.0										
3/4"	0.0										
1/2"	0.0										
3/8"	0.2										
No. 4	83.2	920.3							86.4	9.38	7.81
No. 8	9.6										
No. 16	2.3										
No. 30	1.1										
No. 50	0.6										
No. 100	0.6										
No. 200	0.9										
Pasa No. 200	1.6										
Total											7.81

% Total de planas = _____

% Total de largas = _____

Total de planas y alargadas = _____

Observaciones:

Cumple la especificación SUPERPAPE ya que es menor al valor máximo de 10%



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO DE CARAS FRACTURADAS, NORMA ASTM D 5821

PETICIONARIO:	
PROYECTO:	MEZCLA ASFALTICA EN CALIENTE
PROCEDENCIA:	
MUESTRA:	Grava ¾"
OBSERVACIONES:	
FECHA	

TAMAÑO DE LA MALLA	PESO INICIAL POR MALLA (grs)	PARTICULAS CON DOS O MAS CARAS PESO grs	PARTICULAS QUE NO CUMPLEN CON DOS O MAS CARAS FRACTURADAS, PESO (grs)	PARTICULAS DUDOSAS PESO (grs)	% DE CARAS FRACTURADAS	% DE RETENIDO	% DE CARAS FRACTURADAS
¾"-1/2"	1214.3	1126.3			92.75	41.6	45.4
1/2"-3/8"	311.1	296.1			95.18	43.4	48.6
% DE CARAS FRACTURADAS POR PESO EN GRAMOS, RESPECTO A GRANULOMETRIA ORIGINAL Observación: Se utilizo de la especificación a cumplir mínimo para 2 caras fracturadas.							94.0



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



METODO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE VACIOS
EN AGREGADO FINOS NO COMPACTADO
(AASHTO T304-96)

Solicitante: Universidad de El Salvador

Fecha de recepción: _____

Proyecto: Trabajo de graduación

Fecha de ensayo: _____

Material: Arena

Laboratorista: _____

Vol. medida cilind.: 100 ml

Elaboró: _____

G. E. Bulk agreg. Fino: 2.418

Rango de Mallas	Masa de la muestra de ensayo gr.	Vol. Medida cilindrica ml	Grav. Especifica Bulk	Masa neta retenida en medida cilindrica. gr.	Vacios no compactados %
No 8 - No 16	190	100	2.418	88.5	63.4
No 16 - No 30	190	100	2.418	91.6	62.1
No 30 - No 50	190	100	2.418	103.5	57.2
Promedio					60.9

Observaciones:



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO ESTANDAR PARA GRUMOS DE ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES
EN LOS AGREGADOS
(ASTM C 142-97 (2004))

Solicitante: <u>Universidad de El Salvador</u>	Fecha de recepción: _____
Proyecto: <u>Trabajo de graduación</u>	Fecha de ensayo: _____
Procedencia: _____	Laborarista: _____
Ubicación: _____	Elaboró: _____
Material: <u>Grava 3/4"</u>	

Rango de Mallas	Masa de la muestra de ensayo	% Retenido Original	Masa de las partículas retenidas @	% Parcial de Grumos de Arcilla y Partículas Desmenuzables	% de Grumos de Arcilla y Partículas Desmenuzables, referente a Granulometría original
3/4" - 3/8"	2157.5	85.3	2149.7	0.36	0.31
3/8" - No4	1127.8	14.2	1115.9	1.06	0.15
Sumatoria					0.46

Observaciones:



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO ESTANDAR PARA GRUMOS DE ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES
EN LOS AGREGADOS
(ASTM C 142-97 (2004))

Solicitante: Universidad de El Salvador Fecha de recepción: _____
 Proyecto: Trabajo de graduación Fecha de ensayo: _____
 Procedencia: _____ Laboratorista: _____
 Ubicación: _____ Elaboró: _____
 Material: Grava 3/8"

Rango de Mallas	Masa de la muestra de ensayo	% Retenido Original	Masa de las partículas retenidas @	% Parcial de Grumos de Arcilla y Partículas Desmenuzables	% de Grumos de Arcilla y Partículas Desmenuzables, referente a Granulometría original
3/8" - No4	1108.0	83.2	1093.8	1.28	1.07
Sumatoria					1.07

Observaciones:



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



ENSAYO ESTANDAR PARA GRUMOS DE ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES
EN LOS AGREGADOS
(ASTM C 142-97 (2004))

Solicitante: Universidad de El Salvador

Fecha de recepción: _____

Proyecto: Trabajo de graduación

Fecha de ensayo: _____

Procedencia: _____

Laboratorista: _____

Ubicación: _____

Elaboró: _____

Material: arena

Rango de Mallas	Masa de la muestra de ensayo	% Retenido Original	Masa de las partículas retenidas @	% Parcial de Grumos de Arcilla y Partículas Desmenuzables	% de Grumos de Arcilla y Partículas Desmenuzables, referente a Granulometría original
Ret. No 16	150.2	56.0	148.5	1.13	0.63
Sumatoria					0.63

Observaciones:

CAPITULO III
LIGANTES ASFALTICOS DE
SUPERPAVE

3.0 LIGANTES ASFALTICOS DE SUPERPAVE

3.1 GENERALIDADES

3.1.1 LIGANTES ASFALTICOS

El Asfalto es un producto natural o compuesto que proviene de la destilación seca de productos orgánicos vegetales. Es una mezcla de Betún con productos materiales inertes tales como Sílice, Arena, Arcilla, etc. El Asfalto se utiliza principalmente en la pavimentación de obras viales.

Como se explica en el manual del Instituto del Asfalto, el asfalto es uno de los componentes ingenieriles más arcaico utilizado desde los inicios del hombre para la construcción. Fue en Egipto, aproximadamente en el año 2500 a.c. que el asfalto fue descubierto; es una palabra cuyo vocablo que deriva del acadio “Sphalto” que significa “que deja caer”, este término se utilizaba en Asiria entre los años 1400 y 600 a.c., tiempo después esta palabra fue adoptada por los griegos, quienes le otorgaron el significado de “que rigidiza o estabiliza, y finalmente evolucionó al latín y después al francés (Asphalte) y al español (Asfalto), hasta llegar al inglés (Asphalt).

En el antiguo mundo el asfalto era utilizado como mortero para la pega de bloques en la construcción, en la realización de pavimentos interiores y como impermeabilizante en la industria naval y numerosas aplicaciones más. Como ejemplos históricos de ello se encuentran: la industria naval que producía y utilizaba el asfalto en Sumeria cerca de los 6000 a.c., el uso del asfalto como

mortero en la construcción de las Torres de Babel y la utilización como material impermeable que le daban los egipcios al igual que como material de relleno del cuerpo humano en el proceso de momificación.

En aquel entonces era común encontrar asfalto natural depositado en estanques y lagos de asfalto, así como en piedras porosas como la caliza y la arenisca (piedras conocidas también como “piedras asfálticas”). Esto se explica debido a las fuerzas geológicas que provocaron el ascenso del asfalto a la superficie y al hacer contacto este con los elementos de la atmósfera provocaban su endurecimiento, ejemplo de esto son los depósitos del lago de asfalto de Trinidad, el cual se encuentra en la isla del mismo nombre en la Costa Septentrional de Venezuela. Sin embargo, en la actualidad el asfalto que se utiliza es artificial y se deriva del petróleo.

El asfalto refinado comenzó a utilizarse hace casi doscientos años como sustituto del asfalto natural debido a que este último sólo se encontraba en lugares apartados y su reología no era tan buena, ya que su contenido malténico al calentarse se evaporaba con rapidez y se endurecía con mucha facilidad. Al mismo tiempo, la industria automotriz empezó a expandirse por lo que una nueva industria llegó para mejorar las condiciones de las carreteras proporcionándoles texturas más suaves y diseños más modernos, por lo que el

asfalto comenzó a verse como un producto industrial barato e inagotable; fue así como se inició el uso del asfalto en la construcción de las carreteras.

A principios del siglo XIX, sus aplicaciones se enfocaron en el ámbito de las vías terrestres, por lo que fue en 1802 cuando se utilizaron por primera vez en Francia rocas asfálticas como material para la construcción de banquetas, y en Filadelfia se utilizaron en 1838, pero la evolución del asfalto y su aplicación en las vías terrestres se dio en 1870 en Newark, New Jersey, cuando se construyó el primer pavimento de asfalto en el mundo.

3.1.2 DEFINICIÓN DE ASFALTO

La ASTM define al asfalto o cemento asfáltico como “un cementante de color marrón oscuro a negro en el que sus componentes predominantes son los asfáltenos que pueden ser naturales u obtenidos como residuo en la refinación del petróleo crudo”.

El asfalto posee características tanto químicas como físicas, que son los elementos que le proveen todas sus particularidades y hacen de éste el producto esencial que es hoy en la industria de la construcción. Este cementante contiene tres importantes propiedades químicas: consistencia, pureza y seguridad, donde la primera se debe a su habilidad para fluir a diferentes temperaturas, esto en razón a que el asfalto es un material termoplástico, es decir, se fluidifica a altas temperaturas. La segunda define la

composición química del asfalto, donde las impurezas de éste, son prácticamente inertes. La tercera precisa el comportamiento de afinidad química con las diferentes cargas eléctricas. De la misma manera, dentro de su composición química contiene características de aglutinación, esto debido a su constitución principalmente de asfáltenos y máltenos, que son los elementos que le proporcionan dichas particularidades; este último define la capacidad del asfalto para ser manejado a altas temperaturas con seguridad.

3.1.3 CLASIFICACIÓN DEL ASFALTO

3.1.3.1 Sistema de Clasificación por Penetración.

El método de penetración fue el primer sistema desarrollado para la clasificación de asfaltos y todavía es utilizado por diferentes agencias de carreteras en la región. Dicho sistema fue desarrollado en 1918 por el Bureau of Public Works (ahora Federal Highway Administration, FHWA), y posteriormente en 1931, la AASHTO publicó las primeras especificaciones técnicas para la clasificación de asfaltos por penetración. Cabe señalar que la clasificación del asfalto por penetración, conlleva el desarrollo de una serie de ensayos de laboratorio, los cuales están contemplados en la norma ASTM D 946, Standard Specification for Penetration-Graded Asphalt Cement for Use in Pavement Construction. A continuación, en la Tabla 3.1, se presentan las características físicas que deben cumplir los cementos asfálticos, para ser clasificados de acuerdo a la norma ASTM D 946.

Ensayo	Norma de ensayo ASTM	Clasificación por Penetración (Grados de Penetración)									
		40 - 50		60 - 70		85 - 100		120-150		200-300	
		Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Penetración (0.1mm)	D 5	40	50	60	70	85	100	120	150	200	300
Flash Point (°C)	D 92	232	---	232	---	232	---	218	---	177	---
Ductilidad (cm)	D 113	100	---	100	---	100	---	100	---	100	---
Solubilidad (%)	D 2042	99.0	---	99.0	---	99.0	---	99.0	---	99.0	---
Ensayos en Residuo de asfalto, después de ensayo de Película Delgada, ASTM D 1754.											
Penetración (%)	D 5	55+	---	52+	---	47+	---	42+	---	37+	---
Ductilidad (cm)	D 113	---	---	50	---	75	---	100	---	100	---

TABLA 3.1– Requisitos para clasificar el asfalto según especificación ASTM D 946
Fuente: Especificación ASTM D 946-82 (Re aprobada 2005)

Tal como se ha indicado anteriormente, el desempeño del asfalto dependerá entre otros aspectos de la temperatura a la que éste se exponga y a su composición. Al respecto, se ha observado que algunos asfaltos, no obstante a que corresponden a un mismo tipo de clasificación por penetración, presentan consistencias o viscosidades diferentes a una misma temperatura. Lo anterior, constituye una de las limitantes de dicho sistema de clasificación de asfaltos.

3.1.3.2 Sistema de Clasificación por Viscosidad.

El sistema de clasificación por viscosidad fue introducido a principios de la década de 1960, mediante el cual es posible clasificar cementos asfálticos en estado virgen y en residuos asfálticos. Dicho sistema de clasificación fue concebido debido a las limitantes que presenta el sistema de clasificación por penetración, una de las cuales está relacionada con la imposibilidad de evaluar la susceptibilidad térmica del asfalto o no poder evaluar el comportamiento del mismo a temperaturas normales de operación de la mezcla asfáltica. Los ensayos requeridos para la clasificación del asfalto, están contemplados en la

norma ASTM D 3381, Standard Specification for Viscosity-Graded Asphalt Cement for Use in Pavement Construction. Dentro de esta especificación se encuentran los asfaltos clasificados por **a) Viscosidad (AC)** y **b) Residuo asfáltico (AR)**, los cuales se detallan a continuación: **a) Viscosidad (AC)**. Los ensayos se realizan en el asfalto original (virgen), entre los asfaltos clasificados por viscosidad, tenemos los siguientes: AC 5, AC 10, AC 20, AC 30, AC 40. A continuación, en la Tabla 3.2, se presentan las características físicas que deben cumplir estos asfaltos:

PRUEBA	Grado de Viscosidad					
	AC-2.5	AC-5	AC- 10	AC- 20	AC- 30	AC- 40
Viscosidad, 60° C, poises	250±50	500±100	1000±200	2000±400	3000±600	4000±800
Viscosidad, 135 °C, Cs-mínimo	125	175	250	300	350	400
Penetración, 25°C, 100g. 5s-mín.	220	140	80	60	50	40
Punto de llama, Cleveland, °C -mín.	163(325)	177(350)	219(425)	232(450)	232(450)	232(450)
Solubilidad en Tricloroetileno, % mín.	99	99	99	99	99	99
Pruebas sobre el residuo del ensayo TFO:						
Pérdida por calentamiento,% máximo (opcional) ¹	100	1	0.5	0.5	0.5	0.5
Viscosidad, 60 °C, poises-máximo	4000	200	8000	12000	16000	
Ductilidad, 25°C, 5 cm/min, cm.-mínimo	100 ²	75	100	50	40	25
Prueba de mancha (cuando y cómo se especifique) ³	Negativa para todos los grados					
Solvente normal de nafta						
Solvente de nafta-xileno, % xileno						
Solvente de heptano-xileno, % xileno						

TABLA 3.2 – Requisitos para cementos asfálticos clasificados por viscosidad a 60° C

Fuente: Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente Serie de Manuales N° 22 (MS-22), Instituto del Asfalto.

c) **Residuo (AR).** Los asfaltos clasificados por residuo son más conocidos como asfaltos clasificados por viscosidad después de envejecido, entre los cuales se encuentran los siguientes: AR-10, AR-20, AR-40, AR-80 y AR-160. A continuación, en la Tabla 3.3, se presentan las características físicas que deben cumplir estos asfaltos:

PRUEBAS SEGÚN AASHTO T -240	Grado de Viscosidad				
	AR-10	AR-20	AR-40	AR-80	AR-160
Viscosidad, 60° C, poises	1000±250	2000±500	4000±1000	8000±2000	16000±4000
Viscosidad, 135 °C, Cs- mínimo	140	200	275	400	550
Penetración, 25°C, 100g. 5s- mín.	65	40	25	20	20
% de Penetración. original, 25°C-mín.	40	45	50	52
Ductilidad, 25°C, 5 cm/ min, cm-mín.	100 ²	100 ²	75	50	52
Pruebas sobre el asfalto original:		219(425)			
Punto de llama. Cleveland °C mínimo	205(400)		227(440)	232(450)	238(460)
Solubilidad en Tricloroetileno % mín.	99	99	99	99	99

TABLA 3.3 – Requisitos para cementos asfálticos clasificados por por viscosidad a 60° C
Fuente Tabla 3.3: Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente Serie de Manuales N°. 22 (MS-22)

3.2.1 CÓMO SE COMPORTA EL ASFALTO

El comportamiento del asfalto depende de la temperatura y el tiempo de carga. La figura 3.1 muestra que el comportamiento del flujo de un asfalto puede ser el mismo en una hora a 60° C que en 10 horas a 25° C. En otras palabras, el tiempo y la temperatura son intercambiables; alta temperatura y corto tiempo es equivalente a bajar temperaturas y tiempos más largos.

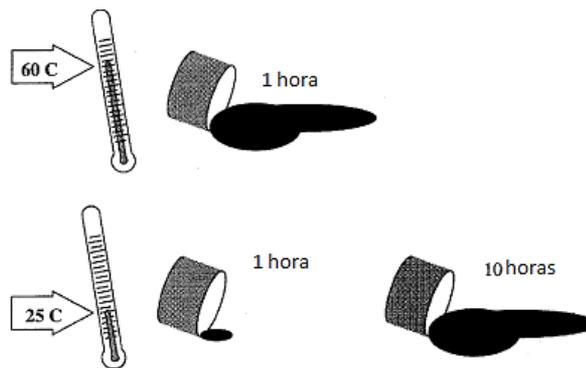


FIGURA 3.1 – Comportamiento del flujo del cemento asfáltico
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

3.2.1.1 Comportamiento a Alta Temperatura

A altas temperaturas (por ejemplo, el clima del desierto) o bajo cargas sostenidas (por ejemplo, camiones a baja velocidad), el cemento asfáltico actúa como un líquido viscoso y fluye. La viscosidad es la característica que describe la resistencia de los líquidos a fluir. Si pudiese observarse, con un poderoso microscopio, a un líquido como el asfalto caliente fluir lentamente, se vería el movimiento relativo de las capas adyacentes del líquido, quizás del espesor de una molécula. (Figura 3.2).

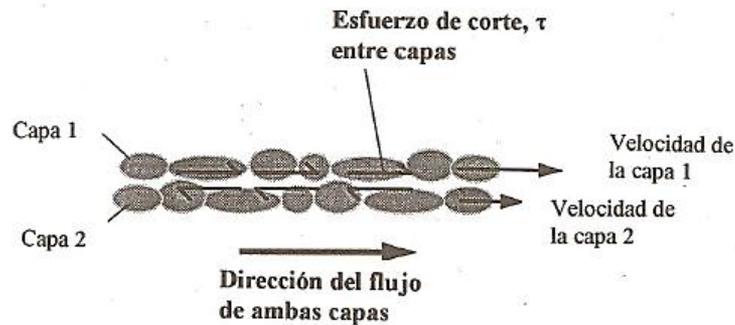


FIGURA 3.2 – Vista microscópica de las características de flujo de un líquido
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

La fuerza de fricción, o resistente, entre estas capas depende de la velocidad relativa a la que se desliza una sobre la otra. La fuerza resistente entre las capas se debe a que estas fluyen a velocidades ligeramente diferentes. La capa superior trata de arrastrar a la capa inferior mientras que esta última trata de frenar aquella. La relación entre la fuerza resistente y la velocidad relativa puede ser muy diferente para la mayoría de los líquidos.

Afortunadamente, la viscosidad es una característica (en diferencia a la composición química) que se puede utilizar para expresar esta diferencia. La ecuación siguiente describe la situación en la Figura 3.2 y muestra cómo el coeficiente de la viscosidad (μ) se utiliza para explicar las diferencias en las características de flujo entre los diferentes líquidos.

$$T = \mu \times \text{velocidad de deformación específica por corte}$$

En esta ecuación, T es la resistencia de corte entre las capas y la velocidad de deformación específica por corte es la velocidad relativa a la que la capa 1 se

desliza respecto de la capa 2. La Figura 3.3 muestra el comportamiento viscoso de varios tipos de materiales. La viscosidad (μ) es la pendiente de la curva para cada material.

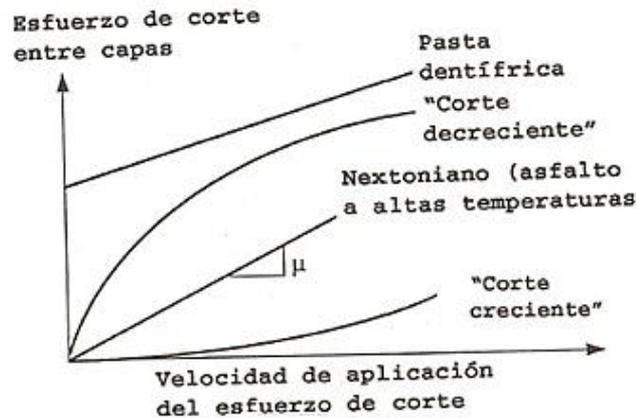


FIGURA 3.3 – Características de viscosidad de varios líquidos
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Los fluidos newtonianos tienen una relación lineal entre fuerza resistente y velocidad relativa. El aire, el agua, y el asfalto a altas temperaturas (superiores de aproximadamente a 50° C) son comúnmente fluidos newtonianos. Materiales tales como la pasta de dientes son Fluidos cuasi-Newtonianos excepto que han una resistencia incorporada al flujo que debe estar superar antes de que sus capas puede comenzar por deslizamiento entre sí. A temperaturas moderadas, asfalto es un "líquido de corte decreciente" (shear thinning liquid) pues su viscosidad disminuye cuando la velocidad relativa aumenta. Algunas soluciones de polímeros son "líquidos de corte creciente" (shear thickening liquid). Corte creciente significa que la viscosidad aumenta con el aumento relativo de la velocidad entre las capas.

Líquidos viscosos como el asfalto caliente son a veces llamados plásticos, porque una vez que empiezan a fluir no regresan a su posición original. Por esto, en climas cálidos algunos pavimentos asfálticos fluyen bajo cargas repetidas y forman ahuellamientos. Sin embargo, el ahuellamiento de los pavimentos asfálticos en climas cálidos es también influido por las propiedades de los agregados y es probablemente más correcto decir que la mezcla asfáltica la que tiene un comportamiento plástico.

3.2.1.2 Comportamiento a Baja Temperatura

A baja temperatura (por ejemplo, los días de invierno) o los tiempos de cargas muy rápidas (por ejemplo, camiones a alta velocidad), el asfalto se comporta como un sólido elástico. Los sólidos elásticos son como bandas de goma. Esto es, se deforman al ser cargados y retornan a su forma original al ser descargados. La deformación elástica se recupera completamente (Figura 3.4).

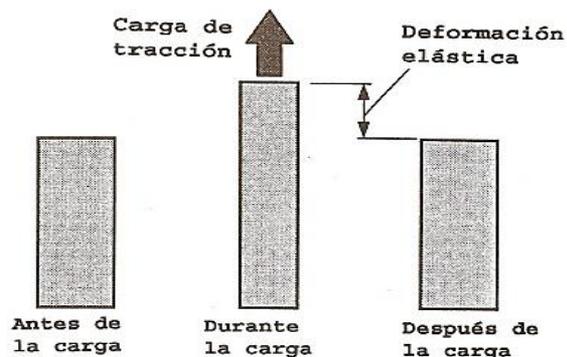


FIGURA 3.4 – Comportamiento de los sólidos elásticos

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Si se aplica una carga excesiva, el sólido elástico puede romperse. Aunque el asfalto es un sólido elástico a baja temperatura, puede volverse demasiado

frágil y agrietarse bajo una carga excesiva. Es por esto que el agrietamiento a baja temperatura (low temperature cracking) a veces ocurre en pavimentos asfálticos en clima frío. En este caso, las “cargas” se deben a esfuerzos internos que se desarrollan dentro del pavimento cuando el proceso de contracción es (por ejemplo, durante y después de una rápida caída de la temperatura).

3.2.1.3 Envejecimiento

Existe otra característica especial de los asfaltos. Debido a que están compuestos por moléculas orgánicas, reaccionan con el oxígeno del medio ambiente. Esta reacción se llama oxidación y cambia la estructura y composición de las moléculas del asfalto. El resultado es una estructura más frágil, y es la razón del término endurecimiento por oxidación o por envejecimiento. Este fenómeno ocurre en el pavimento a una velocidad relativamente baja, si bien es mucho más rápido en un clima cálido que en un clima frío. Así, el endurecimiento por oxidación es estacional, y es más marcado en verano que en invierno. Debido a este tipo de endurecimiento, los pavimentos viejos son más susceptibles al agrietamiento que los nuevos. Incluso, los pavimentos asfálticos nuevos pueden ser propensos a este fenómeno si no se compactan adecuadamente. En este caso, la falta de compactación origina un alto contenido de vacíos en la mezcla, lo que permite a una mayor cantidad de aire ingresar en la mezcla asfáltica y agravar el endurecimiento por oxidación.

De hecho, una considerable parte del envejecimiento por oxidación ocurre antes de la colocación del asfalto: durante el mezclado en caliente y otras operaciones constructivas. Debido a que estas actividades se efectúan a altas temperaturas, y el asfalto se encuentra en películas muy delgadas, la reacción de oxidación ocurre a una velocidad mucho mayor.

Otro tipo de endurecimiento ocurre durante el mezclado en caliente y construcción; se denomina "volatilización". A altas temperaturas los componentes volátiles del asfalto se evaporan. Estos componentes volátiles livianos del tipo de aceites- ablandarían al asfalto de permanecer dentro de este. Un fenómeno llamado "endurecimiento físico" ha sido observado en los cementos asfálticos. Este ocurre luego de una larga exposición a bajas temperaturas. Al bajar la temperatura, el asfalto se contrae, lo que es acompañado por un incremento en su dureza. Aun cuando la temperatura se estabilice en un bajo valor, el asfalto continúa su contracción y endurecimiento. El endurecimiento físico es más pronunciado a temperaturas por debajo de 0° C, y debe considerarse al ensayar asfaltos a muy bajas temperaturas.

3.3 MÉTODOS ACTUALES PARA MEDIR PROPIEDADES DE LOS ASFALTOS

Actualmente, para caracterizar la consistencia de los asfaltos se utiliza el ensayo de penetración o el ensayo de viscosidad (Figura 3.5). Ambos ensayos han sido empleados para medir el efecto de la temperatura en el comportamiento de los

asfaltos. Ello se hace determinando la viscosidad o la penetración a dos temperaturas diferentes y graficando los resultados (Figura 3.6).

Aquí, los tres asfaltos tienen el mismo grado de viscosidad, ya que están dentro de los límites especificados a 60° C. Aunque los asfaltos A y B muestran la misma dependencia a la temperatura, tienen una consistencia muy diferente a cualquier temperatura. A y C tienen la misma consistencia a temperaturas intermedias, pero tienen una consistencia significativamente distinta a altas y bajas temperaturas. El asfalto B tiene la misma consistencia que el C a 60° C, pero no hay otra similitud entre ellos. Debido a que estos asfaltos tienen el mismo grado, podría esperarse erróneamente el mismo comportamiento durante la construcción y durante la vida útil, tanto en climas fríos como en cálidos.

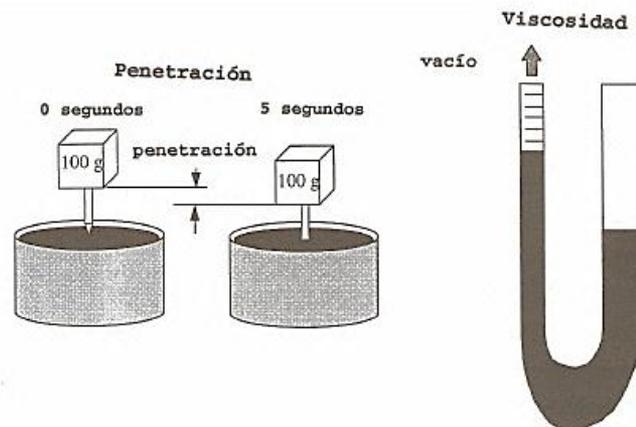


FIGURA 3.5 – Ensayos de penetración y viscosidad
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Si bien la viscosidad es un indicador fundamental del flujo, solo suministra información sobre el comportamiento viscoso a alta temperatura, y no sobre el comportamiento elástico a baja temperatura requerido para completar la

predicción del comportamiento. La penetración describe solo la consistencia a temperatura media, 25° C. Las propiedades a baja temperatura no son directamente medidas con el sistema actual de clasificación. A menudo, los ensayos de viscosidad y penetración no señalan cabalmente las ventajas o posibles desventajas de algunos asfaltos modificados.

Debido a estas deficiencias, muchas agencias viales han corregido ensayos estándar y especificaciones para adaptarlos mejor a las condiciones locales. En algunas partes de los EEUU, esta proliferación de ensayos y especificaciones ha causado serios problemas a los proveedores, que desean vender el mismo grado de asfalto en distintos estados. A menudo, estados con similares condiciones de comportamiento y materiales especifican asfaltos considerablemente diferentes.

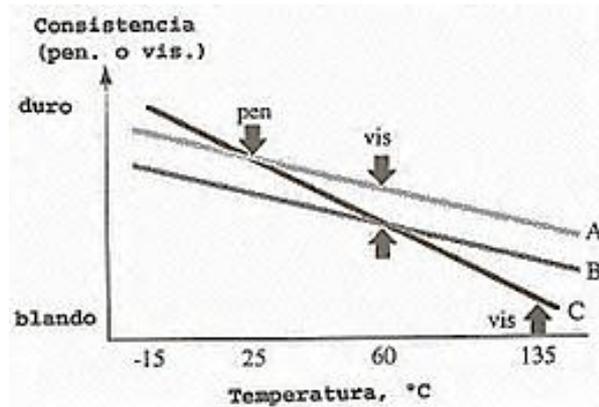


FIGURA 3.6 – Susceptibilidad térmica de tres asfaltos
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

En el sistema actual de caracterización de los asfaltos, los ensayos son realizados en muestras del asfalto sin envejecer ("tank asphalt") o sobre muestras artificialmente envejecidas para simular el envejecimiento durante la

etapa constructiva. Sin embargo, no se realizan ensayos en asfaltos que hayan sido envejecidos para simular el envejecimiento durante el tiempo de servicio.

3.3.1 SUPERPAVE AL RESCATE

En 1987, el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras (Strategic Highway Research Program) comenzó el desarrollo de nuevos ensayos para medir las propiedades de los asfaltos. Un resultado de este esfuerzo de investigación -a un costo de US\$ 50 millones-, es una nueva especificación para asfaltos y un nuevo paquete de ensayos. El documento es una especificación para ligantes, ya que se pretende que sirva igualmente tanto para asfaltos modificados como para asfaltos sin modificar. El producto final del programa de investigaciones SHRP es un nuevo sistema denominado SUPERPAVE, nombre derivado de Pavimentos Asfálticos de Comportamiento Superior (SUPERperforming asphalt PAVements). El "software" SUPERPAVE es un programa de computación que auxilia al ingeniero en la selección de materiales y el diseño de mezclas. Sin embargo, el término SUPERPAVE tiene un alcance mayor que el de un simple programa de computación.

Fundamentalmente, representa un sistema mejorado de especificaciones para materiales, diseño y análisis de mezclas asfálticas, y predicción del comportamiento de pavimentos. El sistema incluye equipos de ensayo, procedimientos y criterios.

Procedimiento	Objetivo
Reómetro de Corte Directo (DSR)	Medir propiedades a temperaturas altas e intermedias
Viscosímetro rotativo (RV)	Medir propiedades a altas temperaturas
Reómetro de viga a flexión (BBR) Ensayo de tracción directa (DDT)	Medir propiedades a bajas temperaturas
Horno rotativo de película delgada (RTFO)	Simular el endurecimiento durante la etapa constructiva
Cámara de envejecimiento a presión (PAV)	Simular el envejecimiento durante la vida útil

TABLA 3.4 – Objetivos de ensayos a ligantes SUPERPAVE
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Los nuevos ensayos SUPERPAVE miden propiedades físicas que pueden ser directamente relacionadas, mediante principios de ingeniería, con el comportamiento en obra. Cada uno de estos nuevos ensayos será descrito en detalle más adelante. Sin embargo, y a modo de introducción, se ha mostrado una lista de los nuevos equipos de ensayo y una breve descripción de su use en las nuevas especificaciones.

3.3.1.1 Reómetro de Corte Dinámico

Debido a que el comportamiento del asfalto depende tanto del tiempo como de la temperatura, el ensayo ideal para los asfaltos debe evaluar ambas propiedades. Afortunadamente, el equipo de ensayo adecuado para esta tarea existía antes de SHRP, y ha sido usado por años en la industria plástica. Estos equipos se conocen generalmente como reómetros de corte dinámico, reómetros oscilatorios de corte, o reómetros dinámicos. Adaptando estos equipos para su use con asfaltos, los efectos del tiempo y la temperatura

pueden ser evaluados. Cuando se usan en la evaluación de ligantes asfálticos, los reómetros de corte directo, o DSR, miden las propiedades reológicas (modulo de corte complejo, ángulo de fase, etc.) a altas temperaturas.

El principio de operación es sencillo: el asfalto es colocado entre un plato fijo y un plato oscilatorio (Figura 3.7). El plato oscilatorio se mueve desde el punto A hasta el punto B. Desde B regresa, pasando por A hasta llegar a C, y desde C el plato regresa a A. Este movimiento de A a B a C y de nuevo a A conforma un ciclo.

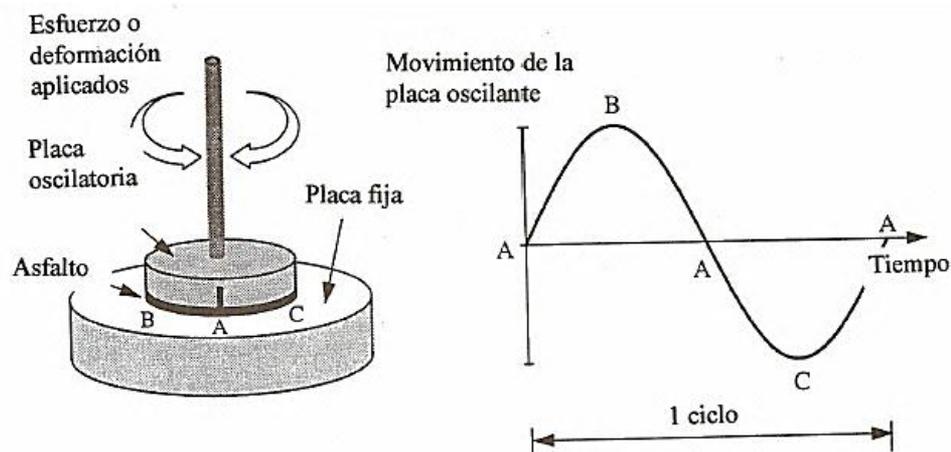


FIGURA 3.7 – Reómetro de corte dinámico

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

La frecuencia de oscilación es simplemente el lapso que insume un ciclo. Un ciclo completo de oscilación en un segundo es un Hertz (Hz). Por ejemplo, si el ciclo mostrado en la figura 3.7 ocurre en un segundo, la frecuencia es de un ciclo por segundo o un Hz. Si ocurriesen dos ciclos en un segundo, entonces la frecuencia es de dos Hz.

Otra forma de expresar la frecuencia de oscilación es usar el arco de circunferencia recorrido por el movimiento del plato oscilatorio. Esta distancia se expresa en radianes y un radian corresponde aproximadamente a 57 grados. En este caso la frecuencia se define en radianes por Segundo. Todos los ensayos SUPERPAVE de corte dinámico en ligantes se realizan a una frecuencia de 10 radianes por Segundo, lo que equivale aproximadamente a 1.59 Hz.

Hay dos tipos comunes de reómetros oscilatorios de corte: de esfuerzo constante y de deformación constante. Los reómetros de esfuerzo constante aplican un esfuerzo rotatorio fijo para mover la placa oscilatoria de A a B. Este esfuerzo es determinado en función de la consistencia del ligantes ensayado. Los asfaltos con mayor rigidez requieren mayor torque. Los ensayos SUPERPAVE en ligantes se realizan a esfuerzo constante. Los reómetros de deformación constante mueven la placa de A a B y miden el torque requerido. La diferencia entre los dos reómetros es que el de esfuerzo constante mantiene un torque fijo y el recorrido de la placa puede variar ligeramente entre ciclos. En los de deformación constante el recorrido es constante y el torque varia. En materiales viscosos como los asfaltos, hay un desfasaje entre esfuerzo y deformación. Aun cuando en los ensayos SUPERPAVE es el esfuerzo el parámetro que se mantiene constante, los reómetros de deformación constante pueden realizar los ensayos especificados.

3.3.1.2 Viscosímetro Rotatorio

En el nuevo sistema debe asegurarse que el ligante especificado pueda ser manipulado y bombeado en la refinería, terminales y plantas de mezclado en caliente. Así, se especifica el ensayo rotativo de viscosidad para determinar las características de flujo del asfalto a las elevadas temperaturas empleadas en estas instalaciones. Un viscosímetro de cilindro rotacional coaxial, como el especificado por ASTM D4402, Viscosímetro Brookfield (Fig. 3.8) es necesario Para ensayar los distintos tipos de asfalto a evaluar. A diferencia de los viscosímetros de tubo capilar (Fig. 3.5), los aparatos rotativos son adecuados Para una amplia variedad de asfaltos modificados y sin modificar.

El viscosímetro rotatorio esta conectado a un control digital que calcula automáticamente la viscosidad a la temperatura de ensayo. El viscosímetro puede también ser usado Para desarrollar las curvas viscosidad-temperatura empleadas Para estimar las temperaturas de mezclado y compactación usadas en diseño de mezclas.

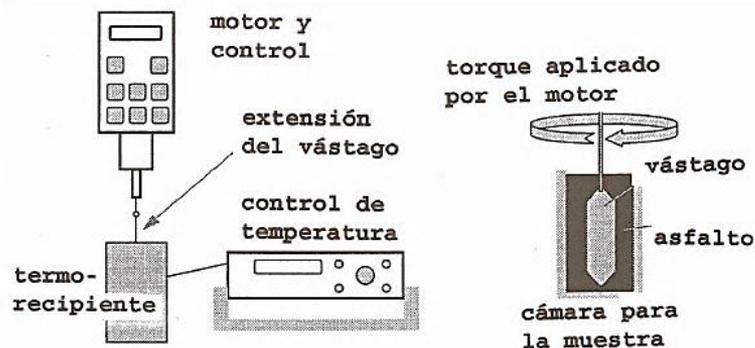


FIGURA 3.8 – Viscosímetro rotatorio

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

3.3.1.3 Reómetro de Viga a Flexión

Debido a la alta rigidez que presentan los ligantes asfálticos a baja temperatura, la mayoría de los reómetros de corte directo con platos paralelos (Fig. 3.7) no puede ser usada para medir las propiedades de aquellos en forma confiable. Por lo tanto, SHRP desarrollo un nuevo ensayo que puede medir con precisión la rigidez y la velocidad de deformación a temperaturas representativas de las más bajas en pavimentos.

El reómetro de viga a flexión, o BBR, es un dispositivo sencillo que mide la deflexión de un ligante bajo carga constante a una temperatura que se corresponde con las más bajas de un pavimento en servicio, cuando el asfalto se comporta mas como un solido elástico. El principio de operación de este aparato se muestra en la Figura 3.9.

Se carga la viga de asfalto durante cuatro minutos con una carga constante y se mide la deformación en el centro de la viga en forma continua durante ese lapso; de esta forma la rigidez a la fluencia y la variación de la rigidez en función del tiempo (valor-m) pueden ser medidas y calculadas.

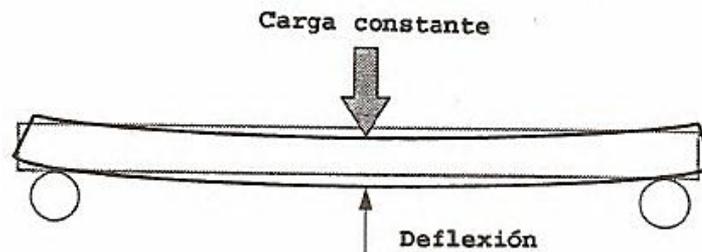


FIGURA 3.9 – Principio de la viga a flexión

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Los ensayos de corte dinámico y de viga a flexión suministran información referente a la rigidez de los ligantes asfálticos en un amplio rango de temperaturas. Aun cuando la rigidez puede también ser usada para estimar propiedades (resistencia) a la falla, para algunos ligantes, especialmente asfaltos modificados, la relación entre rigidez y resistencia (a la falla) no es bien conocida. Por lo tanto, debe realizarse un ensayo adicional para medir la resistencia y capacidad de alargamiento antes de la rotura (deformación a la falla). Este ensayo es el ensayo de tracción directa.

3.3.1.4 Ensayo de Tracción Directa

Los materiales que sufren un considerable alargamiento antes de fallar (incluyendo asfaltos) son considerados "dúctiles". Los que rompen con poca deformación se denominan "frágiles". Aun antes de SHRP, numerosos estudios de comportamiento de asfaltos a baja temperatura demostraron que hay una clara relación entre la rigidez de los ligantes asfálticos y la magnitud de alargamiento que sufren antes de fallar. Típicamente, los asfaltos más rígidos son más frágiles y los menos rígidos más dúctiles. Esto fue confirmado por los investigadores de SHRP usando el recién desarrollado equipo BBR.

Desafortunadamente, la rigidez en el ensayo de creep, tal cual la mide el BBR, no basta para caracterizar completamente la capacidad de algunos asfaltos de alargarse hasta la rotura. P. ej., algunos ligantes muestran alta resistencia a la deformación pero pueden alargarse más que otros antes de romper.

En consecuencia los investigadores de SHRP tuvieron que elaborar un sistema para incluir a estos ligantes. A estos ligantes se les permitiría tener una alta resistencia a la deformación si muestran un comportamiento razonablemente dúctil a baja temperatura.

Los investigadores de SHRP resolvieron este problema diseñando un aparato que mide directamente la deformación a la falla a muy bajas temperaturas. Se lo denominó aparato de tracción directa (Direct Tensile Test). Aun cuando el concepto de tracción directa es simple, el equipo usado requiere dispositivos especiales, debido a las muy pequeñas deformaciones y al alto grado de precisión requerida en el ensayo.

En el ensayo de tensión directa, una muestra de asfalto en forma de "hueso de perro" (dog bone) es estirada a una velocidad constante, muy pequeña, hasta la falla. La deformación en la falla es usada para calcular la deformación específica a la falla, que es un indicador del comportamiento, frágil o dúctil, a baja temperatura. La Fig. 3.10 muestra esquemáticamente el principio de tracción directa.

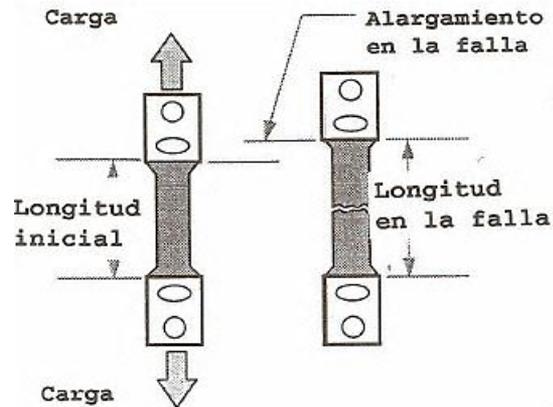


FIGURA 3.10 – Ensayo de tracción directa

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

El resultado del ensayo de tracción directa es la deformación específica en el momento de falla a la temperatura especificada. Esta deformación específica es el aumento en longitud, expresado como porcentaje de la longitud original.

3.3.1.5 Métodos de Envejecimiento de Ligantes

Como ya se indicó, dos mecanismos son básicamente responsables del envejecimiento de los ligantes asfálticos: pérdida de aceites livianos presentes en el asfalto (volatilización) y reacción con el oxígeno del ambiente (oxidación). Durante la elaboración de mezclas asfálticas de pavimentación en plantas de mezclado en caliente y en el proceso de extendido, los ligantes envejecen por ambos mecanismos debido a las altas temperaturas y al flujo de aire presente en los procesos. Por muchos años, los ensayos de película delgada en horno y en horno rotativo se han utilizado para simular este envejecimiento. Esto no ha cambiado en las especificaciones SUPERPAVE, ya que estas usan el ensayo de película delgada en horno rotativo. Luego de que el pavimento asfáltico es

construido y abierto al tráfico, el envejecimiento continua pero, dada la moderada temperatura ambiente, principalmente causado por el mecanismo de oxidación.

Para simular esta forma de envejecimiento durante el tiempo de servicio, SHRP desarrollo la Cámara de Envejecimiento a Presión.

3.3.1.6 Ensayo de Película Delgada en Horno Rotatorio (RTFO).

El ensayo de Película Delgada en Horno Rotatorio, AASHTO T240, ASTM D2872, fue desarrollado por el Departamento de Carreteras de California para simular el envejecimiento que ocurre en las plantas durante la elaboración de mezclas de concreto asfáltico en caliente. El RTFO es usado por su repetitividad y porque expone continuamente el ligante a calor y flujo de aire. Su acción rotatoria mantiene en algunos casos los modificadores (como polímeros) dispersos en el asfalto.

Otra ventaja del RTFO es que insume solo 85 minutos. Un esquema del equipo se muestra en la Figura 3.11. No se selecciono el ensayo de película delgada en horno (AASHTO T179 o ASTM D1754) porque algunos asfaltos modificados forman una capa superficial que obstruye el envejecimiento durante el ensayo; otra desventaja de este ensayo es que su ejecución insume cinco horas.

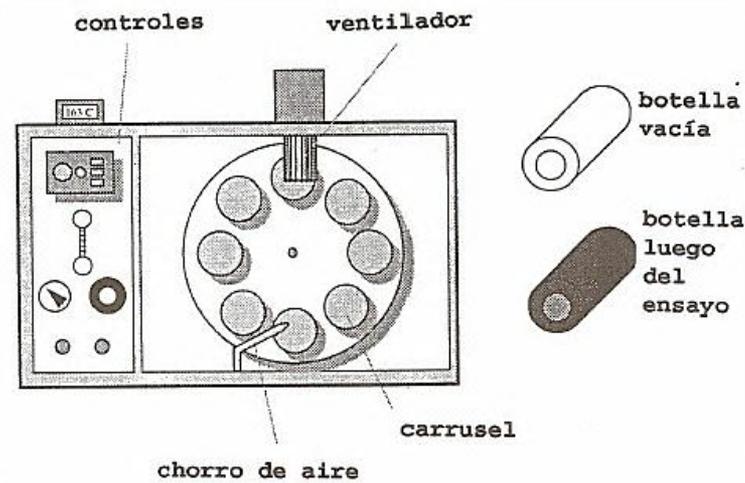


FIGURA 3.11 – Ensayo de película delgada en horno rotatorio
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Este ensayo cubre dos propósitos. Uno es producir un asfalto oxidado que pueda emplearse para ensayos adicionales (DSR y material base para PAV). El otro es determinar la cantidad de volátiles que pierde el asfalto durante el ensayo. La cantidad de volátiles perdidos es indicadora del envejecimiento que puede ocurrir durante el proceso de mezclado y construcción. Algunos asfaltos pueden ganar peso durante el RTFO debido a productos de oxidación que se forman durante el ensayo.

3.3.1.7 Cámara de Envejecimiento a Presión

El envejecimiento de los asfaltos en largos periodos de servicio no era considerado en las especificaciones anteriores a SUPERPAVE. El equipo, usado por muchos años en investigación, fue modificado por los investigadores de SHRP y se desarrolló un nuevo procedimiento para evaluar el envejecimiento en largos periodos de servicio. El equipo (PAV) usa presión y temperatura para

reducir el tiempo de ensayo; así un largo periodo de envejecimiento puede ser simulado en solo 20 horas. Los ligantes asfálticos, después del envejecimiento en el RTFO, son colocados en el PAV y envejecidos por 20 horas. Las propiedades físicas son medidas, como se indicó antes, para determinar si el asfalto se comportara adecuadamente luego de varios años de servicio. El ensayo se realiza a distintas temperaturas dependiendo del clima en que el pavimento será construido (N. de la T.: 90°C, 100°C, 110°C). Un esquema del PAV se muestra en la Figura 3.12.

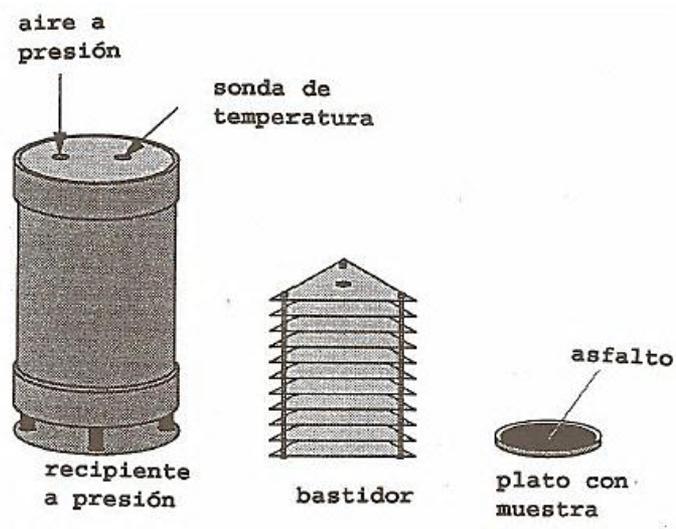


FIGURA 3.12 – Cámara de envejecimiento a presión
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

3.4 ESPECIFICACIONES SUPERPAVE PARA LIGANTES ASFALTICOS

3.4.1 INTRODUCCIÓN

Las nuevas especificaciones SUPERPAVE para ligantes asfálticos (las especificaciones completas en han sido pensadas en función del control de la deformación permanente, de la fisuración por bajas temperaturas y de la fisuración por fatiga de los pavimentos asfálticos. Esto se logra controlando las distintas propiedades físicas medidas con los equipos descritos anteriormente. En esta sección se explica sucintamente cada uno de los nuevos parámetros de ensayo y su relación con el comportamiento del pavimento.

Una diferencia importante entre las actuales especificaciones para asfaltos y estas nuevas especificaciones SUPERPAVE es el enfoque. Observe en la fig. 3.13 que las propiedades físicas permanecen constantes para todos los grados, pero las temperaturas para las cuales esas propiedades deben ser cumplidas varían en función del tipo de clima en el cual se espera que el ligante asfáltico servirá. Por ejemplo, el tipo PG (Performance Grade) 52-40 esta pensado para garantizar un buen comportamiento con una temperatura máxima de 52°C (promedio de los siete días sucesivos cuyas temperaturas sumadas dan el máximo) y una temperatura mínima de diseño de -40°C.

3.4.2 DEFORMACIÓN PERMANENTE (AHUELLAMIENTO).

Esta forma de falla ocurre a altas temperaturas. La especificación define y establece requisitos para un factor de ahuellamiento (rutting factor) , $G^*/\sin(\delta)$, que representa el componente viscoso de la rigidez total del ligante a alta temperatura. Este factor se llama "G asterisco sobre seno de (δ)". Se calcula dividiendo el modulo complejo (G^*) por el seno del ángulo de fase (δ), ambos medidos utilizando el reómetro dinámico de corte. $G^*/\sin(\delta)$ debe ser como mínimo 1.00 kPa para el ligante asfáltico original (sin envejecimiento) y 2.20 kPa como mínimo para el residuo de RTFO. Ambos requisitos de la especificación se muestran en la fig. 3.13.

Grado de performance	PG 52				PG 58				PG 64								
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-16	-22	-28	-34	-40
Máx. Temp. de Diseño del Pavimento (promedio de 7 días), °C ^a	<52				<58				<64								
Mín. Temp. de Diseño del Pavimento, °C ^a	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
Ligante Original																	
Punto de Inflamación, T48: mín., °C	230																
Viscosidad, ASTM D 4402, ^o Máx., 3 Pa-s (3000 cP) Temp. de Ensayo, °C	135																
Corte Dinámico, TP5: G* / senδ, mín., 1.00 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	52				58				64								

Los requisitos de la especificación
son invariables

La temperatura del ensayo
cambia

FIGURA 3.13 – Ejemplo de la especificación SUPERPAVE para ligantes
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Temp. Punto de Inflamación, T 48: Mín., °C	
Viscosidad, ASTM D 4402: ^b	
Máxima, 3 Pa-s (3000 cP)	
Temp. de Ensayo, °C	
Corte Dinámico, TP5: °	
G*/sen(δ), mínimo, 1.00 kPa	Requisitos de la especificación para control del ahuellamiento
Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	
Horno Rotatorio de Película Delgada (T 240)	
Pérdida de Masa, máxima, %	
Corte Dinámico, TP5: °	
G*/sen(δ), mínimo, 2.20 kPa	
Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	

FIGURA 3.14 – Requisitos del factor de ahuellamientos de la especificación SUPERPAVE
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Es lógico utilizar $[G^*/\text{sen}(\delta)]$ para el análisis del comportamiento al ahuellamiento. $\text{Sen}(\delta)$ se calcula a partir del cociente entre la parte viscosa de G^* y el valor total de G^* . Para los dos materiales A y B mostrados en la fig. 3.15 (de igual G^*) hay una marcada diferencia en los valores de (δ) .

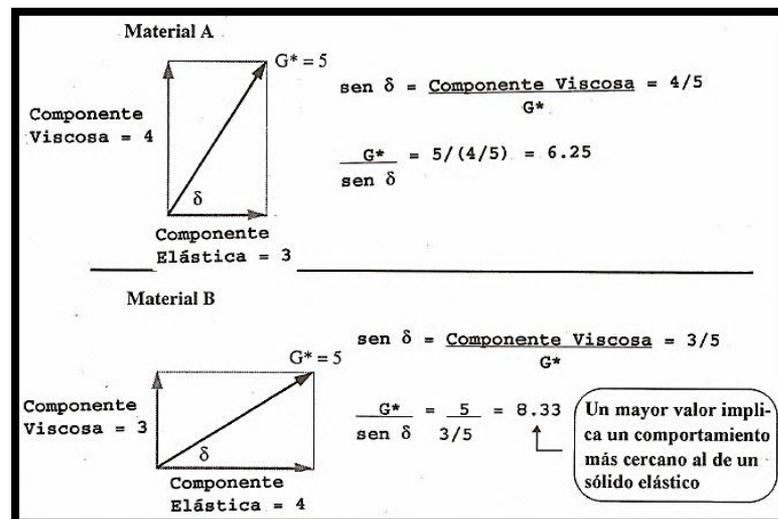


FIGURA 3.15 – Control de ahuellamiento en la especificación SUPERPAVE
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Para el material A, el $\text{sen}(\delta)$ ($= 4/5$) es mayor que para el material B ($= 3/5$). Esto significa que $G^*/(\text{sen } \delta)$ es menor para el material A que para el B. Por lo tanto, el material B ofrecerá mayor resistencia al ahuellamiento que el material A. Esto tiene sentido porque la componente viscosa de material B es mucho menor que la del material A. Un mayor valor de G^* y un menor valor de (δ) incrementan el valor de $G^*/\text{sen}(\delta)$, lo que es deseable para la resistencia a ahuellamiento.

3.4.3 FIGURACIÓN POR FATIGA

G^* y (δ) también se emplean en las especificaciones SUPERPAVE para ligantes asfálticos para prevenir la fatiga en pavimentos asfálticos. Dado que la fatiga sucede a temperaturas del pavimento entre bajas y moderadas, luego de un lapso de servicio, la especificación exige que los ensayos de RTFO y PAV se realicen antes de medir estas propiedades.

G^* y $\text{sen}(\delta)$ son determinados utilizando el ensayo de corte dinámico. Sin embargo, en lugar de calcular el cociente de ambos parámetros (como sucedía para ahuellamiento) calculamos el producto $G^* \times \text{sen}(\delta)$. El factor de agrietamiento por fatiga ($G^* \times \text{sen}(\delta)$) se denomina "G asterisco seno de delta". La especificación SUPERPAVE para ligantes establece un valor máximo de 5000 kPa para el producto $G^* \times \text{sen}(\delta)$, como se muestra en la figura 3.31.

Temperatura de envejecimiento en PAV, °C	
Corte dinámico, TP5:	
$G^* \text{ sen}(\delta)$, máximo, 5000 kPa	← Requisito de la especificación para el control de la fisuración por fatiga
Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	
Endurecimiento Físico ^e	
Rigidez a la fluencia, TP1: ^f	
S, máximo, 300 MPa	
valor-m, mínimo, 0.300	
Temp. de Ensayo, @ 60 seg., °C	
Tracción Directa, TP3: ^f	
Deformación por Falla, mínimo, 1.0%	
Temp. de Ensayo @ 1.0 mm/min, °C	

FIGURA 3.16 – Requisitos del factor de agrietamiento de la especificación SUPERPAVE
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

La figura 3.16 sintetiza el concepto del factor de fatiga. En este ejemplo, el Material B se caracteriza por una combinación de valores de G^* y (δ) menores que los correspondientes al Material A; sus componentes elástica y viscosa son menores. Debido a su menor (δ) , el Material B se comporta mas Como un material elástico blando que el Material A. Por esta razón, el Material B se flexiona repetidamente y recobra su forma original mejor que el Material A. La capacidad para funcionar como un material elástico blando y recuperarse de la deformación por las cargas es una cualidad deseable del ligante para resistir el agrietamiento por fatiga. Es posible que una combinación de G^* y (δ) resulte en un valor tan grande de $G^* \times \text{sen}(\delta)$, que las componentes elástica y viscosa resulten demasiado altas y el ligante deje de resistir eficazmente

la figuración por fatiga. Esta es la razón por la cual la especificación fija un límite máximo de 5000 kPa para el producto $G^* \times \sin(\delta)$.

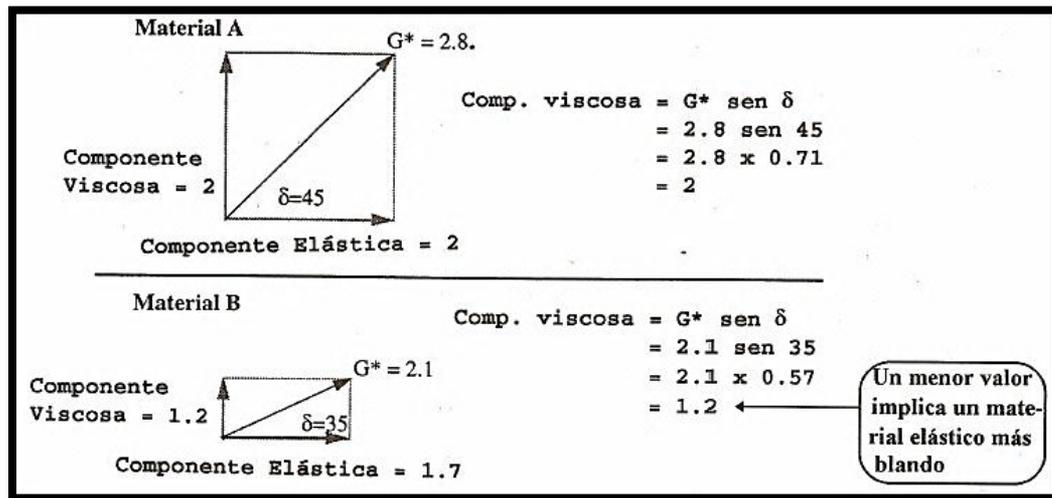


FIGURA 3.17 – Control del agrietamiento por fatiga en la especificación SUPERPAVE
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

El ensayo de corte dinámico solo provee parte de la información necesaria para evidenciar las propiedades vinculadas al agrietamiento. El resto de la información proviene del ensayo con la viga de flexión y, en algunos casos, del ensayo de tracción directa.

3.4.4 FISURACIÓN POR BAJAS TEMPERATURAS

Los ligantes se comportan como sólidos a muy bajas temperaturas ($< -50^\circ\text{C}$) y como líquidos a altas temperaturas ($> 70^\circ\text{C}$). Las temperaturas del pavimento asfáltico están habitualmente entre esos extremos. La viga de flexión es otra forma de definir si el comportamiento del ligante se parecerá más al de un sólido elástico o más al de un líquido viscoso, pero a temperaturas mucho más bajas

que las correspondientes a los ensayos con el reómetro de corte dinámico. El reómetro de viga de flexión aplica una pequeña carga de creep al espécimen en forma de viga, midiendo la rigidez a la fluencia (creep stiffness) de la pieza. Si la rigidez a la fluencia es muy alta, el asfalto tendrá un comportamiento frágil, y la probabilidad de agrietamiento será mayor. Por lo tanto, un límite máximo de 300 MPa se ha fijado para evitar este problema. (Fig. 3.18).

Temperatura de envejecimiento en PAV, °C	
Corte dinámico, TP5:	
$G^* \text{ sen}(\delta)$, máximo, 5000 kPa	
Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	
Endurecimiento Físico °	
Rigidez a la fluencia, TP1: ^f	
S, máximo, 300 MPa	
valor-m, mínimo, 0.300	←
Temp. de Ensayo, @ 60 seg., °C	
Tracción Directa, TP3: ^f	
Deformación por Falla, mínimo, 1.0%	
Temp. de Ensayo @ 1.0 mm/min, °C	

**Requisitos de la especificación
para el control de la fisuración
por bajas temperaturas**

FIGURA 3.18 – Requisitos de la especificación SUPERPAVE para baja temperatura
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

En la especificación SUPERPAVE para ligantes, la velocidad con la cual cambia la rigidez del ligante con la carga de creep, a bajas temperaturas, es controlada con el valor-m. Un alto valor-m es deseable, pues esto significa que al bajar las

temperaturas y acumularse tensiones térmicas, la rigidez cambiará con relativa rapidez. Un cambio relativamente rápido en la rigidez implica que el ligante tenderá a disipar tensiones que de otro modo se acumularían hasta un punto en el que el agrietamiento por bajas temperaturas tendría lugar. La especificación SUPERPAVE para ligantes asfálticos exige un mínimo de 0.300 para el valor-m. (Fig. 3.33).

A medida que la temperatura del pavimento disminuye, este se contrae. Esta contracción acumula tensiones en el pavimento. Cuando estas tensiones superan la resistencia del ligante, aparece una fisura. Estudios han demostrado que si el ligante puede estirarse más del 1% de su longitud inicial durante este fenómeno de contracción, hay menor probabilidad de agrietamiento. Por lo tanto, el ensayo de tracción directa se incluye en la especificación SUPERPAVE. Esta solo se aplica a ligantes con rigidez a fluencia entre 300 y 600 MPa. Si la rigidez a fluencia está por debajo de 300 MPa, no es necesario realizar el ensayo de tracción directa. En el ensayo se estira, muy despacio, una probeta de ligante, simulando la condición el pavimento a medida que ocurre la contracción. La deformación específica que tiene lugar antes de que la muestra rompa se registra y se compara con el valor mínimo de 1% establecido en la especificación (fig. 3.18)

3.4.5 CRITERIOS COMUNES DE ESPECIFICACIÓN

La especificación de ligantes tiene otros requisitos. Ellos se incluyen para controlar las características de los ligantes asfálticos en lo que respecta a manejo y seguridad. El ensayo de punto de inflamación (AASHTO T 48) se utiliza para considerar problemas de seguridad. El valor mínimo para todos los grados es 230°C; se aplica solo a ligantes sin envejecer.

Para asegurar que los ligantes pueden ser bombeados y manipulados en la planta de mezclado en caliente, la especificación fija una viscosidad máxima para ligantes sin envejecer. Este valor es 3 Pa-s (3000 cP en el ensayo con el viscosímetro rotacional) para todos los grados. Los organismos viales que compran ligantes pueden obviar este requisito si el proveedor del ligante garantiza que el ligante puede ser bombeado y mezclado a temperaturas seguras.

Para evitar un excesivo envejecimiento (volatilización) durante la mezcla en caliente y la construcción, se especifica una máxima pérdida de masa para todos los ligantes. Esta exigencia se aplica al residuo RTFO y no debe superar el 1%. Durante el almacenamiento u otros periodos de inactividad, particularmente a bajas temperaturas, tiene lugar en los ligantes asfálticos un endurecimiento físico. Este se debe a la asociación de las moléculas de asfalto entre si. Debido a este fenómeno, SUPERPAVE exige que el endurecimiento físico sea cuantificado. Para ello debe realizarse el ensayo de la viga de flexión

(BBR) sobre un ligante asfáltico envejecido en el PAV; las muestras se acondicionan durante 24 horas a la temperatura requerida por el ensayo. Dos conjuntos de vigas se elaboran para medición de la rigidez a la fluencia y del valor-m. Un conjunto se ensaya en las condiciones habituales (1 hora de acondicionamiento); el otro se ensaya luego de las 24 horas de acondicionamiento. Se informan los valores de rigidez a la fluencia y de m de las vigas acondicionadas 24 horas. No hay valores especificados a cumplir.

3.4.6 ELECCIÓN DEL LIGANTE ASFÁLTICO

Los ligantes asfálticos son normalmente seleccionados en función del clima. La tabla 3.8 muestra los grados actuales en la especificación SUPERPAVE para ligantes clasificados Grado de Desempeño (Performance Grade).

En esta tabla, PG 76 y PG 82 solo se utilizan para cargas estáticas o a baja velocidad, o para excesivo tránsito pesado. Un módulo en el software de SUPERPAVE ayuda a los usuarios a seleccionar los grados de ligantes. SUPERPAVE ofrece al usuario tres métodos para la elección del ligante:

Grado de Alta Temperatura	Grado de Baja Temperatura
PG 46-	34,40,46
PG 52-	10,16,,22,28,34,40,46
PG 58-	16,22,28,34,40
PG 64-	10,16,22,28,34,40
PG 70-	10,16,22,28,34,40
PG 76-	10,16,22,28,34
PG 82-	10,16,22,28,34

TABLA 3.5 – Grados de ligante asfáltico SUPERPAVE
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

- Por área geográfica: un organismo vial elabora un mapa indicando el grado de ligante a ser utilizado por el proyectista, en base al clima o a decisiones de política vial.
- Por la temperatura del pavimento: en este caso el proyectista necesita conocer la temperatura de diseño del pavimento.
- Por la temperatura del aire: el proyectista determina las temperaturas del aire para diseño, las que son convertidas en temperaturas de diseño del pavimento.

3.4.6.1 Base de Datos Climáticos Superpave

El software SUPERPAVE contiene una base de datos climáticos con información de 6500 estaciones meteorológicas de E.E. U.U. y Canadá; esto permite al usuario elegir el grado del ligantes asfáltico para el clima del lugar del proyecto. Para cada año de operación de la estación meteorológica se determina el periodo de "siete días más calientes" (hottest seven-day period) y se calcula el promedio de la temperatura del aire para dichos siete días consecutivos (average maximum air temperature; N. de la T.: este promedio es el mayor de los 359 conjuntos de siete días sucesivos en un año). Para todos los años del registro (las estaciones con menos de 20 años de registros se descartan) se calculan la media y la desviación estándar. Además, se identifica el día mas frio de cada año y se calculan la media y la desviación estándar.

3.4.6.2 Confiabilidad

De acuerdo con el uso que le da SUPERPAVE, la confiabilidad es la probabilidad, en por ciento, de que, para un dado año, la temperatura real no excederá la temperatura de diseño. SUPERPAVE es muy flexible al respecto y permite asignar un diferente nivel de confiabilidad a altas y bajas temperaturas. Consideremos las temperaturas del aire en verano en Topeka, Kansas, localidad con un promedio para los siete días de máxima temperatura de 36°C y una desviación estándar de 2°C. La figura 3.19 muestra la curva de distribución de frecuencias para estos datos. En un año promedio hay un 50% de probabilidades de que la máxima temperatura del aire para siete días supere los 36°C. Sin embargo, solo hay un 2 por ciento de probabilidades de que la temperatura supere los 40°C; por lo tanto, una temperatura del aire de diseño proporcionara un 98% de confiabilidad.

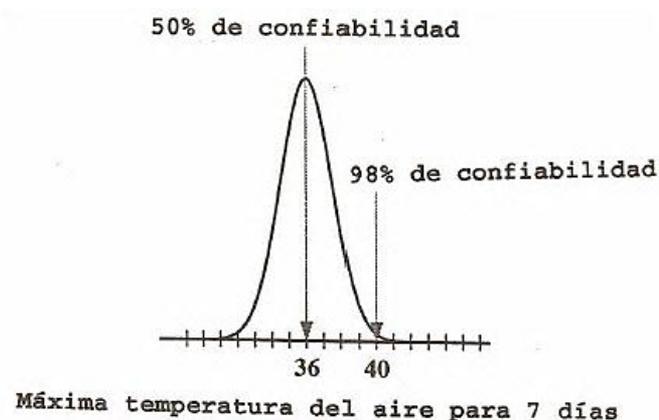


FIGURA 3.19 – Distribución anual de la temp. máxima de aire (7 días) en Topeka, KS
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

3.4.6.3 Comencemos Con la Temperatura del Aire

Para ilustrar como se selecciona el ligante, supongamos que se diseña una mezcla para Topeka. La fig. 3.35 muestra las distribuciones de frecuencia para las temperaturas altas y bajas del aire para diseño. En un verano normal, el promedio de la temperatura máxima del aire para 7 días es de 36°C con una desviación estándar de 2°C. En un invierno normal, la temperatura promedio mas fría es -23°C. Para un invierno muy frio, la temperatura es -31 °C, con una desviación estándar de 4°C.

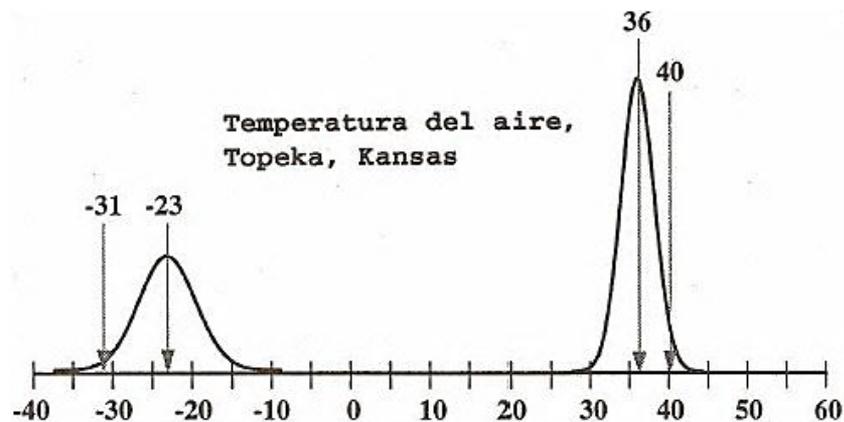


FIGURA 3.20 – Distribución de temperaturas del aire altas y bajas para diseño, Topeka, KS
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

3.4.6.4 Hagamos la Conversión a Temperatura del Pavimento

El software de SUPERPAVE calcula la temperatura alta del pavimento 20mm por debajo de la superficie del pavimento y la baja temperatura en la superficie del pavimento. Para una carpeta de rodamiento coronando la sección del pavimento, las temperaturas en Topeka son 56°C y -23°C (50% de confiabilidad)

y 60°C (56°C + 2 desviaciones estándares) y -31°C (-23°C 2 desviaciones estándares) para 98% de confiabilidad (Fig. 3.36)

3.4.6.5 Seleccionemos el Grado de Ligante

Para una confiabilidad de al menos el 50%, el grado correspondiente a la alta temperatura debe ser PG 58. La selección de un PG 58 en realidad implicara un mayor nivel de confiabilidad (alrededor del 85%), debido al redondeo hacia arriba. Si elegimos el grado PG 52 estaremos por debajo del 50% de la confiabilidad (N. de la T.: apenas algo más del 2% de confiabilidad). Con respecto a la baja temperatura, el grado debe ser PG 28 (N. de la T.: la media es -23°C y la desviación estándar es -4°C: 89.4% de confiabilidad). Para el 98% de confiabilidad, debemos elegir PG 64 para alta temperatura y PG 34 para baja.

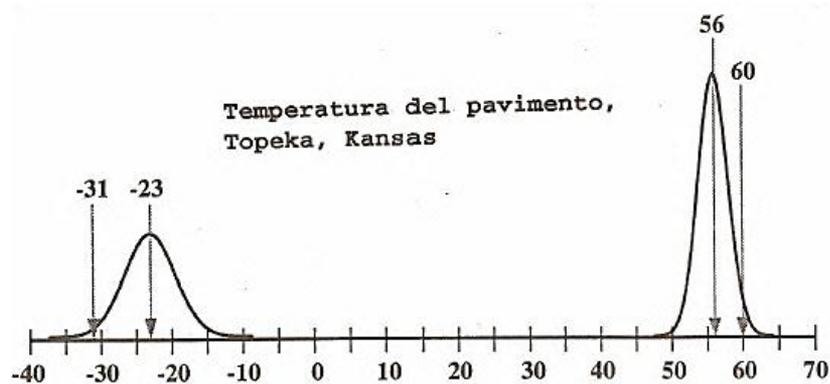


FIGURA 3.21 – Distribución de las temperaturas altas y bajas del pavimento para diseño, Topeka, KS

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

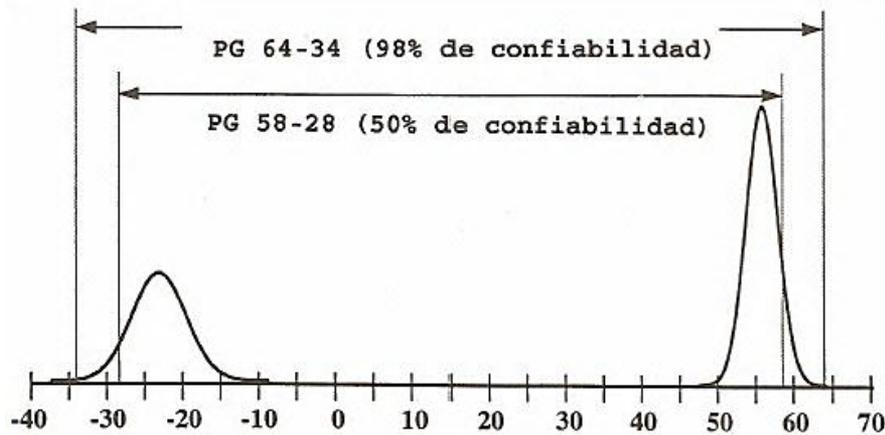


FIGURA 3.22 – Diferentes grados de ligantes para Topeka, KS
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

El manejo de las distribuciones de frecuencias de temperatura no es una tarea por la que el proyectista deba preocuparse. El software de SUPERPAVE hace los cálculos. Para cualquier lugar, el usuario puede fijar una confiabilidad mínima y SUPERPAVE calculara el grado de ligante asfáltico requerido. Alternativamente, el usuario puede especificar el tipo de ligante asfáltico deseado y SUPERPAVE calculara su confiabilidad.

3.4.6.6 Efecto de la Velocidad de Carga en la Selección del Ligante

La selección del ligante según el clima solo considera que aquel será utilizado en una mezcla sometida a cargas rápidas. La velocidad de carga que aplica el reómetro de corte dinámico (DSR) es de 10 radianes por Segundo, correspondiendo a una velocidad del tráfico de aproximadamente 90 km/h.

Cerca de intersecciones, estaciones de peaje, etc. los pavimentos son sometidos a cargas mucho más lentas. En algunos casos se trata de cargas estacionarias. En estos casos, el ligante debería tener una mayor rigidez para resistir los efectos de una menor velocidad en la aplicación de las cargas.

Para incluir estas situaciones, el grado de alta temperatura debería ser incrementado al menos uno o dos grados. Por ejemplo, si la selección en base a la temperatura resulta en PG 64-22, para tener en cuenta el efecto de las cargas lentas el proyectista debería elegir un PG 70-22. Si están previstas cargas estáticas, el proyectista debería elegir un PG 76-22. La velocidad de aplicación de las cargas no tiene efecto en la elección del grado para bajas temperaturas. Temperaturas de diseño de 76°C u 82°C no corresponden a ninguna zona climática de Norte América.

La inclusión de estos grados es simplemente una forma de asegurar que el ligante tendrá una mayor rigidez a 64°C, la real temperatura alta de diseño del pavimento. Debido a que la máxima temperatura posible de un pavimento en Norte América es de alrededor de 70°C, dos grados de alta temperatura adicionales, PG 76 y PG 82, fueron necesarios para incluir el caso de las cargas lentas.

3.4.6.7 Ejemplo de Cálculo de Grado de Ligante PG (Grado de Desempeño) a Usar en Nuestro País y esta Investigación.

Para determinar el grado de ligante asfáltico PG a implementar se determinará con el tercer método de elección mencionado en **3.10.6 Elección del ligante asfáltico**: Por la temperatura del aire, que es convertida en temperatura de diseño del pavimento.

Para tal fin fue necesario contar con:

- Registros de temperatura necesarios para emplear el método: Específicamente para el grado de alta temperatura, el registro de estaciones de un mínimo de 20 años de el promedio de los 7 días mas calurosos durante el año registrado; para el grado de baja temperatura el registro de un mínimo de 20 años de la temperatura mínima absoluta en ese año. Los datos que se presentan en la tabla 3.9 Y la tabla 3.10 fueron proporcionados por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales de Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador (SNET).
- Software de SUPERPAVE para el cálculo del grado de alta y baja temperatura con los datos de las tablas 3.6 Y 3.7

ESTACION: AEROPUERTO DE ILOPANGO INDICE S-10 DEPARTAMENTO ; SAN SALVADOR.										LATITUD NORTE: 13° 41.9' LONGITUD OESTE: 89°07.1' ELEVACION : 615 m.s.n.m.			
Año/Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1980	32.3	33.0	35.5	35.4	34.5	32.7	31.6	31.3	31.1	31.2	30.6	30.6	35.5
1981	31.2	33.5	34.2	36.2	34.1	30.6	31.3	30.8	31.3	30.9	30.5	31.4	36.2
1982	32.2	33.4	34.0	35.8	32.8	30.7	30.9	32.3	31.1	30.3	30.8	31.4	35.8
1983	33.5	34.0	34.6	34.0	36.0	31.9	31.6	32.0	30.7	30.8	30.8	30.6	36.0
1984	32.2	32.6	33.8	32.6	33.0	31.5	31.6	31.6	31.2	31.4	30.5	31.6	33.8
1985	31.1	33.7	35.6	33.5	33.0	33.2	32.0	31.6	31.5	32.2	31.1	31.0	35.6
1986	32.4	33.0	34.2	35.0	32.5	33.0	31.4	32.4	32.5	31.0	31.4	31.5	35.0
1987	32.3	35.3	35.0	36.0	35.5	31.5	31.5	32.0	32.5	32.0	33.4	34.2	36.0
1988	33.0	34.5	34.0	36.2	35.0	32.3	32.3	31.5	31.0	32.4	31.0	31.0	36.2
1989	32.8	33.5	34.0	34.5	32.7	32.7	33.0	33.0	32.5	32.0	31.3	31.7	34.5
1990	33.0	35.3	34.8	35.3	32.8	31.7	32.6	32.8	31.6	31.6	32.1	31.5	35.3
1991	32.8	35.8	35.6	33.8	32.8	34.2	32.6	32.4	32.6	32.0	31.8	32.2	35.8
1992	33.2	34.6	35.8	37.0	36.3	33.2	31.6	31.8	31.4	32.0	31.9	31.8	37.0
1993	33.4	34.0	37.5	35.0	32.5	34.0	32.0	32.8	31.7	31.0	32.0	32.5	37.5
1994	33.0	34.0	35.0		34.0	32.1	33.0	32.5	32.0				35.0
1995	33.2	35.0	35.0	35.5	33.4	32.6	32.2	31.8	31.2	30.8	32.0	30.5	35.5
1996	32.2	33.5	34.5	34.6	33.1	31.9	31.5	31.7	31.0	31.0	31.5	31.2	34.6
1997	31.7	34.3	35.0	35.0	35.5	32.5	33.2	32.5	31.6	33.5	32.5	31.5	35.5
1998	32.8	35.3	35.0	35.6	36.7	34.5	32.0	31.5	31.4	31.0	30.5	31.5	36.7
1999	32.0	33.3	34.8	36.0	33.5	31.5	31.5	32.0	30.5	30.0	30.5	31.0	36.0
2000	33.0	32.5	34.0	35.7	32.2	31.2	32.1	32.0	31.0	31.5	32.2	32.5	35.7
2001	32.3	35.0	34.5	36.0	35.2	34.0	32.5	33.0	32.4	32.2	32.0	31.5	36.0
2002	-	-	-	-	-	-	-	-	32.5	31.8	32.0	32.7	32.7
2003	34.5	36.2	37.2	35.0	34.7	32.0	32.2	32.5	32.0	31.0	32.3	31.5	37.2
2004	33.0	33.6	36.5	34.7	34.8	32.0	31.7	32.8	31.7	31.6	32.6	32.5	36.5
2005	33.5	33.7	35.5	36.0	33.5	31.7	32.2	32.0	32.5	30.8	31.7	32.2	36.0
2006	33.1	35.0	35.7	33.9	32.0	31.5	31.7	32.0	31.6	32.1	31.4	32.8	35.7
2007	34.6	34.8	36.2	34.6	34.0	32.8	33.0	31.8	32.4	31.9	33.0	33.0	36.2
2008	34.6	35.1	35.2	35.0	33.4	32.5	31.9	32.4	32.4	32.5	32.4	34.6	35.2
2009	34.6	35.4	36.4	36.2	33.6	33.0	33.2	33.6	33.2	33.1	34.0	34.0	36.4
2010	35.4	37.0	37.2	35.2	34.2	32.4	31.6	31.2	31.8	32.6	32.4	32.5	37.2

TABLA 3.6 – Registro máximas temperaturas
Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) de El Salvador

ESTACION: Aeropuerto Ilopango INDICE: S-10 DEPARTAMENTO: SAN SALVADOR										LATITUD NORTE: 13° 41.9' LONGITUD OESTE: 89° 07.1' ELEVACION : 615 m.s.n.m.			
Año/Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1980	15.6	14.0	15.4	17.9	18.7	19.1	16.8	18.2	18.2	17.8	16.0	10.8	10.8
1981	11.4	13.8	14.3	16.4	16.6	18.5	18.0	18.5	17.1	17.1	14.9	14.4	11.4
1982	14.7	14.5	14.6	16.0	18.5	17.8	18.0	18.5	17.9	17.0	15.9	14.9	14.5
1983	14.9	15.0	13.4	18.0	20.2	18.5	18.0	17.7	18.0	15.9	16.9	13.7	13.4
1984	13.4	13.5	13.5	17.5	18.5	18.3	17.5	18.5	17.8	15.0	12.0	14.6	12.0
1985	11.0	15.0	16.0	16.3	16.5	17.5	16.5	16.3	16.0	17.4	16.1	15.5	11.0
1986	13.5	14.0	13.0	15.0	17.0	16.5	17.0	16.9	16.8	15.6	15.5	15.3	13.0
1987	12.8	14.4	15.5	16.4	17.5	18.0	18.0	18.9	19.0	16.5	15.0	14.9	12.8
1988	14.0	15.0	14.9	18.5	18.0	18.0	17.5	18.2	17.7	17.5	16.5	15.0	14.0
1989	14.5	12.0	15.0	18.0	14.6	16.5	17.0	16.0	17.7	14.8	17.5	12.0	12.0
1990	16.3	15.5	16.6	19.0	17.6	18.5	18.0	18.0	18.0	15.5	15.4	15.4	15.4
1991	15.5	14.0	15.5	18.6	18.8	18.8	18.4	18.5	18.0	18.4	14.5	15.5	14.0
1992	15.0	16.0	17.0	19.0	19.5	18.6	17.6	18.0	18.0	18.0	16.4	16.0	15.0
1993	13.6	14.0	14.5	18.4	18.8	18.2	17.3	10.3	15.0	12.5	14.6	12.0	10.3
1994	12.3	13.8	12.5	15.2	18.0	17.0	16.0	14.0	14.0				12.3
1995	13.2	11.5	14.5	10.5	13.0	17.0	13.8	17.6	18.5	16.6	17.2	16.0	10.5
1996	12.5	13.0	13.0	18.0	19.0	18.0	17.5	18.0	18.7	18.5	16.5	16.0	12.5
1997	15.0	15.0	17.2	18.0	19.5	18.6	19.0	18.6	19.0	17.7	18.8	13.5	13.5
1998	14.5	11.5	16.5	17.7	19.0	20.5	18.5	18.5	18.9	19.9	17.5	16.0	11.5
1999	15.4	16.0	17.0	18.5	19.0	18.4	18.0	18.4	19.0	16.0	14.0	12.2	12.2
2000	14.2	14.5	15.0	15.5	17.2	16.2	18.0	17.0	18.4	17.6	17.2	15.0	14.2
2001	15.2	17.6	16.2	18.4	19.2	18.8	18.0	19.0	18.6	19.0	17.2	16.4	15.2
2002	-	-	-	-	-	-	-	-	19.2	18.5	15.2	17.0	15.2
2003	16.5	16.5	17.2	15.5	19.5	19.4	18.8	18.5	18.3	18.5	17.0	14.5	14.5
2004	14.6	15.0	16.5	17.2	19.0	18.6	18.5	17.4	19.0	18.7	16.0	16.2	14.6
2005	14.5	15.7	18.0	18.6	16.2	19.5	19.7	19.2	18.6	16.8	13.0	17.0	13.0
2006	14.8	13.2	14.5	15.2	17.2	17.0	16.5	16.2	16.0	16.4	11.8	14.4	11.8
2007	16.2	15.1	16.6	17.8	18.6	18.6	17.9	18.2	18.5	16.2	15.6	16.0	15.1
2008	12.8	15.9	15.5	17.9	19.0	18.8	18.0	18.2	17.8	16.7	15.2	14.6	12.8
2009	13.0	14.4	14.2	15.8	20.3	18.9	18.8	18.7	18.6	17.2	15.5	13.4	13.0
2010	12.3	16.1	15.9	19.4	20.1	19.5	19.8	19.5	20.5	17.6	15.0	13.0	12.3

TABLA 3.7 – Registro mínimas temperaturas
Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) de El Salvador

Los datos necesarios para que el programa calcule el grado de ligante son los siguientes:

- 1) Latitud de la estación (En grados): $13^{\circ} 47.9'' = 13.7^{\circ}$
- 2) Promedio de Alta Temperatura: Calculando el promedio de la columna "ANUAL" de la tabla 3.9 = **35.8**
- 3) Desviación Estándar para Alta Temperatura: Calculando la desviación estándar de los datos de la columna "ANUAL" de la tabla 3.9 = **0.99**
- 4) Promedio de Baja Temperatura: Calculando el promedio de la columna "ANUAL" de la tabla 3.10 = **13.0**
- 5) Desviación Estándar para Baja Temperatura: Calculando la desviación estándar de los datos de la columna "ANUAL" de la tabla 3.10 = **1.50**
- 6) Confiabilidad: Se tomara la confiabilidad recomendada por SUPERPAVE que es de: **98%**
- 7) Profundidad a la que se calcula la máxima temperatura = **20 mm**
- 8) Corrección por ESAL'S: Considerando una vía primaria = **7 E6 ESAL'S**
- 9) Corrección por velocidad de trafico: considerando la vía primaria, ósea velocidad de diseño de 90 km/h y esta siendo mayor que 72 km/h, la velocidad del trafico se considerara: **Rápida.**

Introduciendo estos datos al software como lo muestra la figura 3.38

The screenshot shows the 'PG Binder Selection' window with the following data:

User Defined Data

Latitude, Degree: 13.7

Design Air Temperature, Degree C: HIGH 35.9, LOW 13

Air Temperature Standard Deviation, C: 0.99, 1.5

Other Inputs

Desired Reliability, %: 98

Depth (Pvt. surface to top of layer, mm): 20

Traffic Load, Million ESAL: 7

Traffic Speed: Fast

Traffic Adjustment

None (selected)

SHRP

KMC

User Defined

View / Modify

Pavement Temperature and PG	HIGH	LOW
Design Air Temperature	35.9	13
Design Pavement Temperature	60.8	12.6
Adjustment for Traffic Speed	+ 6	
Adjustment for Traffic Loading	+ 0	
Adjusted Pavement Temperature	66.8	12.6
Selected Binder Grade	70	-10

Buttons: Close, PG Chart, Print, Save, Help

FIGURA 3.23 – Calculo grado ligante PG con software LTPPBIND

Se obtiene el resultado de un grado de ligante: **PG 70-10**

Debido a que el asfalto que utilizaremos en nuestra investigación proviene de una donación el grado del ligante que se nos proporciono es: **PG 64-22**; ya que este es con el que la empresa ALBA PETROLEOS cuenta para nuestro país. Corroboramos que este grado de ligante cumple para las condiciones del país solo que para el grado de Alta temperatura se cumplirá para una confiabilidad del 50%.

3.5 ENSAYO DE ESPECIFICACIÓN

3.5.1 INTRODUCCIÓN

Existen dos formas de ensayar asociadas con la especificación SUPERPAVE para ligantes: ensayos de conformidad (conformance testing) y ensayos de clasificación (classification testing). En ambos casos, se ejecuta una serie de ensayos sobre un ligante asfáltico y se decide en función de los resultados de dichos ensayos. Para distinguir entre ambas modalidades, consideremos el caso del técnico de un laboratorio de asfaltos que debe ensayar una muestra de propiedades desconocidas.

Los ensayos de conformidad responden a la pregunta "¿satisface este material todas las exigencias de un PG 64-16?" En otras palabras, los ensayos de conformidad son de la forma "se acepta/ se rechaza"; las propiedades de una muestra de ligante se cotejan con las propiedades que deben ser cumplidas por un grado de ligante.

Los ensayos de clasificación responden a la pregunta "¿que grado o grados de especificación cumple esta muestra?". En este caso, debe realizarse una coordinada serie de ensayos con el objeto de clasificar el material de propiedades desconocidas de acuerdo con la especificación SUPERPAVE para ligantes.

Los ensayos de conformidad usualmente conciernen a los organismos viales que compran ligantes, tales como los Departamentos de Transporte estatales. Por ejemplo, en el caso de un proyecto de pavimentación, el laboratorio de un organismo vial habitualmente busca y ensaya una muestra de asfalto para asegurar que satisface la especificación correspondiente. Si uno o mas resultados de ensayos no satisfacen los valores especificados, se informa que la muestra esta "fuera de especificación". No es necesario realizar otros ensayos.

Los laboratorios de investigación y desarrollo usualmente realizan ensayos de clasificación. Por ejemplo, si el asfalto ensayado no cumple las exigencias de PG 64-34, el laboratorio continuara los ensayos para ver si el asfalto puede cumplir los requerimientos de otro grado. Si bien en ambas modalidades, clasificación y conformidad, los ensayos son los mismos, la diferencia reside en las decisiones que se toman en uno y otros casos en función de los resultados.

3.5.2 ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

Los ensayos de clasificación son un proceso de prueba y error. En función de los resultados del ensayo, el técnico, que esta aplicando los ensayos SUPERPAVE, decide en que dirección sigue el proceso. En la mayoría de los casos, la decisión consistirá en ejecutar el mismo ensayo a otra temperatura.

Una importante diferencia entre la nueva especificación SUPERPAVE para ligantes y los ensayos tradicionales es que, en el nuevo sistema, una muestra de ligante a menudo satisfará varios grados de performance. Una cabal

comprensión de este principio ilustra el enfoque racional que se utiliza en los ensayos de clasificación.

Propiedad del ligante	Condición de envejecimiento	Resultado	Requisito
Punto de inflamación	Sin envejecimiento	293 ⁰ C	230 ⁰ C, mín.
Viscosidad a 135 ⁰ C	Sin envejecimiento	0.3 Pa-s	3 Pa-s, máx.
Corte dinámico, $G^* / \text{sen}(\delta)$ a 64 ⁰ C	Sin envejecimiento	1.31 KPa	1.00 KPa, mín.
Pérdida de masa	RTFO	0.32%	1.00%, mín.
Corte dinámico, $G^* / \text{sen}(\delta)$ a 64 ⁰ C	RTFO	2.63 KPa	2.20 KPa, mín.
Corte dinámico, $G^* \times \text{sen}(\delta)$ a 64 ⁰ C	PAV	4517 KPa	5000 KPa, máx.
Rigidez en creep, S a -18 ⁰ C	PAV	274 MPa	300 MPa, máx.
valor-m a 18 ⁰ C	PAV	0.346	0.300, mín.

TABLA 3.8 – Requerimientos Para Ensayos a Ligantes Asfálticos SUPERPAVE

Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Consideremos el ejemplo de la tabla precedente. El ligante asfáltico en cuestión satisface los requisitos de la clasificación PG 64-28. La siguiente tabla muestra una parte de la especificación SUPERPAVE para ligantes. La zona ligeramente sombreada corresponde a los requisitos comunes a todos los PG 64. La zona densamente sombreada corresponde a los requisitos para intermedias y bajas temperaturas que son exclusivos de PG 64-28.

Grado de performance	PG 52							PG 58					PG 64				
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-16	-22	-28	-34	-40
Máx. Temp. de Diseño del Pavimento (promedio de 7 días), °C ^a	<52							<58					<64				
Mín. Temp. de Diseño del Pavimento, °C ^a	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
Ligante Original																	
Punto de Inflamación, T48: mín., °C	230																
Viscosidad, ASTM D 4402; ^b Máx., 3 Pa-s (3000 cP) Temp. de Ensayo, °C	135																
Corte Dinámico, TP5: G* / senδ, mín., 1.00 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	52							58					64				
Residuo de RTFO (T 240) ó residuo de TFO (T 179)																	
Pérdida de Masa, máx., %	1.0																
Corte Dinámico, TP5: G* / senδ, mín., 2.20 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	52							58					64				
Residuo de PAV (PP1)																	
Temperatura del PAV, °C ^d	90							100					100				
Corte Dinámico, TP5: G* x senδ, máx., 5000 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	28	25	22	19	16
Endurecimiento Físico, °	Informe																
Rigidez en Creep, TP1: ^f S, máx., 300 Mpa Valor-m, mín., 0.300 Temp. de Ensayo @ 60 seg., °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30
Tracción Directa, TP3: ^f Def. Especif. de falla, mín., 1.0% Temp. de Ensayo @ 1.0mm/mm, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30

TABLA 3.9 – Especificación Superpave para Ligantes PG.
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Un PG 64-28, por definición, también clasifica como PG 64-22 y PG 64-16. Los ligantes PG 64 (de hecho, todos los grados de ligantes) comparten las mismas exigencias con respecto al valor G*/sen(δ) para ligante sin envejecer y para ligante envejecido en RTFO. Es decir, para todos ellos G*/sen(δ) debe ser como

mínimo 1 kPa para material sin envejecer y como mínimo 2.2 kPa para material envejecido en RTFO. Las propiedades a bajas temperaturas, medidas en materiales envejecidos en RTFO y en PAV, son lo que distingue a los ligantes del grado PG 64. El PG 64-28 tiene una rigidez en fluencia de 274 MPa a una temperatura de -18°C. Si el ensayo de rigidez hubiera sido realizado a 12°C o -6°C, la rigidez sería aun menor (la rigidez disminuye al aumentar la temperatura). El valor-m del PG 64-28 es, a 18°C, 0.346. A mayores temperaturas (p. ej., -6°C o -12°C) el valor-m crecerá. Esta es la razón por la cual el PG 64-28 podría, por definición, clasificar como PG 64-22 y PG 64-16.

Menos obvio es el hecho de que este PG 64-28 también satisface los requerimientos de un PG 58-22 y de un PG 58-16. Debido a que el PG 64 tiene un valor $G^* / \sin(\delta)$ de 1.31 kPa a 64°C, tendría claramente aún mayores valores para temperaturas menores, como 58°C. El mismo concepto vale para materiales envejecidos en RTFO. Más aun, el PG 64-28 satisface los requisitos de algunos grados PG 58, pero solo para -22°C. Un concepto clave de la especificación que debe ser comprendido es que el valor $G^* \sin(\delta)$ determinado a temperaturas intermedias puede controlar el grado del ligante a baja temperatura.

En este ejemplo, el valor $G^* \sin(\delta)$ es 4517 kPa a 22°C. Para que este material pudiera ser clasificado como un PG 58-28, debería tener un valor de $G^* \sin(\delta)$ a 19°C de menos de 5 MPa. De hecho, si $G^* \sin(\delta)$ a 19°C fuera menor de 5

MPa, habría sido clasificado como PG 64-34, que no es el caso. En otras palabras, un PG 64-28 puede no clasificar como un PG 58-28, pues para $G^* \sin(\delta)$ los requerimientos de temperaturas son diferentes.

El PG 64-28 probablemente satisfaga los requisitos de algunos grados PG 52, muy probablemente, PG 52-16 y PG 52-10. Como siempre, los requerimientos para el valor $G^*/\sin(\delta)$ en ligantes sin envejecer y envejecidos en RTFO son los mismos para los grados PG 52 y para los PG 64. Así, el PG 64-28 cumple las propiedades de altas temperaturas de todos los grados PG 52. Sin embargo, y a diferencia del análisis hecho hasta ahora, la propiedad a baja temperatura del grado PG 52 no puede determinarse por una simple deducción en base a como se aplica la especificación SUPERPAVE. En cambio, dicha propiedad debe determinarse envejeciendo una fracción del ligante PG 64-28 en condiciones de PAV menos severas (20 horas, 2070 kPa, 90°C) que las correspondientes a los PG 58 y los PG 64 (20 horas, 2070 kPa, 100°C). Nuevamente, el factor que controla el grado de baja temperatura es el valor $G^* \sin(S)$ del ligante, medido a temperaturas intermedias.

Es posible también que el ligante PG 64-28 pueda cumplir los requisitos del grado PG 70. En este ejemplo es poco probable que dicho ligante sea clasificado como grado PG 70, ya que las propiedades para el ligante sin envejecer y el ligante envejecido en RTFO están muy cerca de los valores mínimos correspondientes al grado PG 64. El valor $G^*/\sin(\delta)$ del material sin

envejecer muy probablemente sería inferior a 1.00 kPa para 70°C. Un laboratorista experimentado haría primeramente esta determinación, eliminando así la necesidad de otros ensayos ulteriores.

Este ejemplo ilustra el enfoque racional utilizado por los técnicos para clasificar ligantes de grado desconocido de acuerdo con la nueva especificación SUPERPAVE para ligantes. Lo que sigue es un esquema general que debería ser usado para clasificar ligantes. Este procedimiento se muestra en los diagramas de flujo de las figuras 3.39 a 3.43

3.5.2.1 Proceso de Clasificación

La forma mas eficiente de realizar los ensayos de clasificación es suponer primeramente que el ligante de propiedades desconocidas cumple como un ligante intermedio, tal Como PG 64-22, PG 58-28 6 PG 52-28. Seguidamente, medimos $G^* / \sin(\delta)$ en el material sin envejecer (Fig. 3.39).

Comparando los resultados de los ensayos sobre el ligante sin envejecer con los criterios de especificación, una o dos posibilidades pueden ser descartadas, permitiendo enfocar el análisis en menos grados. Nótese que esta etapa puede ser cumplida muy fácilmente, ya que una muestra puede ser ensayada a varias temperaturas. Un operador reflexivo medirá $G^*/\sin(\delta)$ a una dada temperatura y, dependiendo del resultado del ensayo, aumentará o disminuirá la temperatura para aprobar o rechazar un valor.

En los ensayos de clasificación, es deseable ensayar, al menos, para una temperatura de rechazo y para una temperatura de aceptación.

Luego, una muestra del ligante se envejece en el RTFO. Se mide luego el valor $G^*/\text{sen}(\delta)$ sobre el residuo. Nuevamente, comparando los resultados de los ensayos con los requisitos de especificación puede descartarse otro de los grados supuestos y permitir al laboratorista concentrarse en un grado específico.

La fig. 3.24 resume este paso.

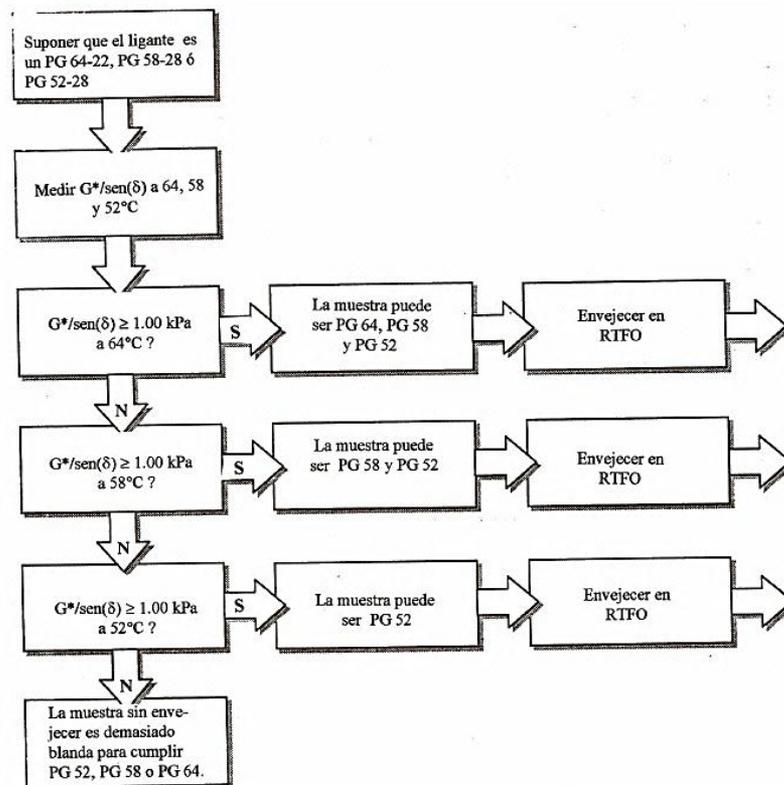


FIGURA 3.24 – Ensayos de clasificación. Ligantes no envejecidos
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

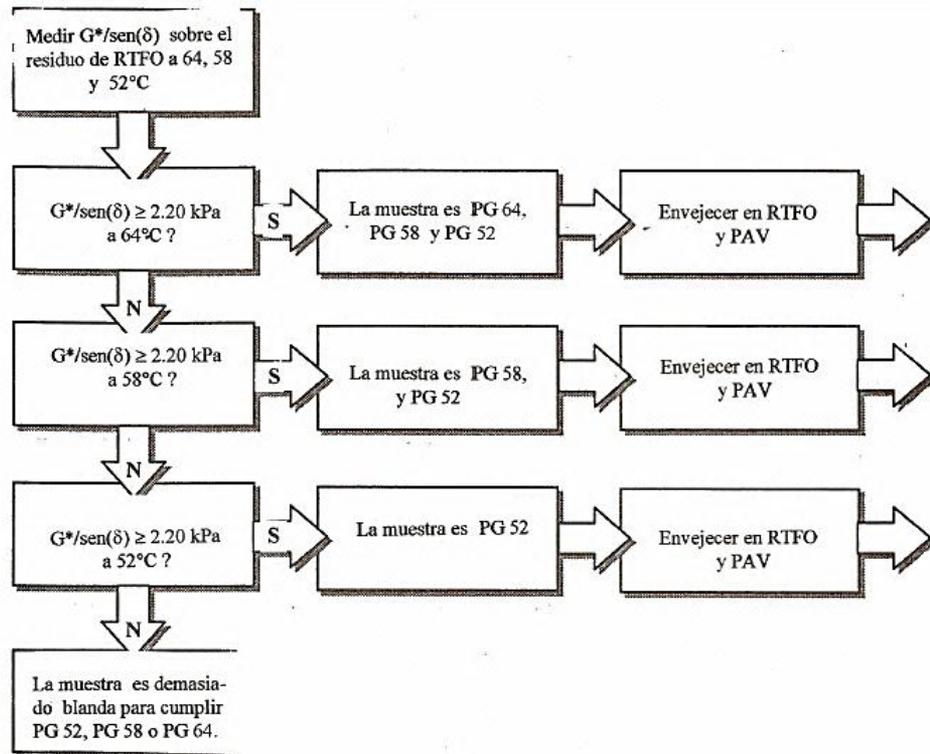


FIGURA 3.25 – Ensayos de clasificación- ligantes envejecidos en el RTFO
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Luego, una muestra se envejece primero en el RTFO y luego en el PAV. Se miden las propiedades de baja temperatura para muestras envejecidas (G^* $\text{sen}(\delta)$, rigidez en el ensayo de creep, etc.). Nuevamente, los ensayos deberían ser ejecutados a temperaturas correspondientes a los grados intermedios, tales como -28 ó -22. Nótese que estos valores son grados y no las temperaturas de ensayos reales. G^* $\text{sen}(\delta)$ para ambas temperaturas deberá medirse a 19°C y 22°C, respectivamente, para el grado PG 58. La rigidez para creep, el valor-m y la deformación específica en falla por tracción para los grados -28 y -22 son medidos a 18 y 12, respectivamente.

Ya que es la propiedad mas fácil de determinar, comenzar midiendo $G^* \sin(\delta)$ a temperaturas intermedias para el grado supuesto. Las temperaturas intermedias dependen del grado de alta temperatura. Por ejemplo, las temperaturas intermedias para un PG 58 son 22°C, 19°C y 16°C. Para un PG 64, las temperaturas intermedias son 19°C, 22°C y 25°C. Nuevamente, basta ensayar una Bola muestra. Durante este ensayo, el técnico puede, basado en los resultados, medir $G^* \sin(\delta)$ a una temperatura inferior de ser necesario. El técnico debiera determinar cual es la mas baja temperatura que satisface el limite superior de $G^* \sin(\delta)$, 5000kPa. Esta temperatura se utiliza como punto de partida para las mediciones de rigidez en creep y deformación especifica en falla por tracción. Las figuras 3.41 y 3.42 muestran los pasos necesarios para obtener un punto de partida para medir la rigidez en creep para los grados PG 58 y PG 64. Para los grados PG 70 y PG 52 tendremos diagramas de flujo similares.

Luego, se miden la rigidez en creep y el valor-m sobre el residuo de PAV para esta temperatura inicial. A la luz de los resultados, el laboratorista puede elegir uno de tres caminos posibles. La figura 3.43 muestra como los resultados de la rigidez en creep y el valor-m son utilizados para establecer el grado del ligante.

Primeramente, si la rigidez en creep y el valor-m satisfacen los valores especificados (300 Mpa y 0.300) para la primera temperatura de ensayo, el

técnico no necesita realizar ensayos adicionales. El grado de baja temperatura ha quedado definido. Si bien es posible que puedan obtenerse valores aceptables de rigidez y valor-m para temperaturas mas bajas, estas temperaturas ya han sido descartadas por los resultados de $G^* \sin(\delta)$.

Segundo, si a esta temperatura la rigidez en creep excede el máximo valor aceptable, 300 Mpa, pero esta por debajo de 600 Mpa, y el valor-m es igual o mayor que 0.300, el laboratorista deberá medir la deformación específica en falla por tracción. Si dicha deformación específica excede el mínimo 1.00% de la especificación, entonces el valor de rigidez entre 300 Mpa y 600 Mpa es aceptable. De nuevo, el grado para la temperatura baja queda definido. Si la deformación específica en falla por tracción es menor de 1.00%, el técnico deberá moldear otro juego de probetas y medir rigidez en creep y valor-m a una temperatura un grado mayor (6 °C).

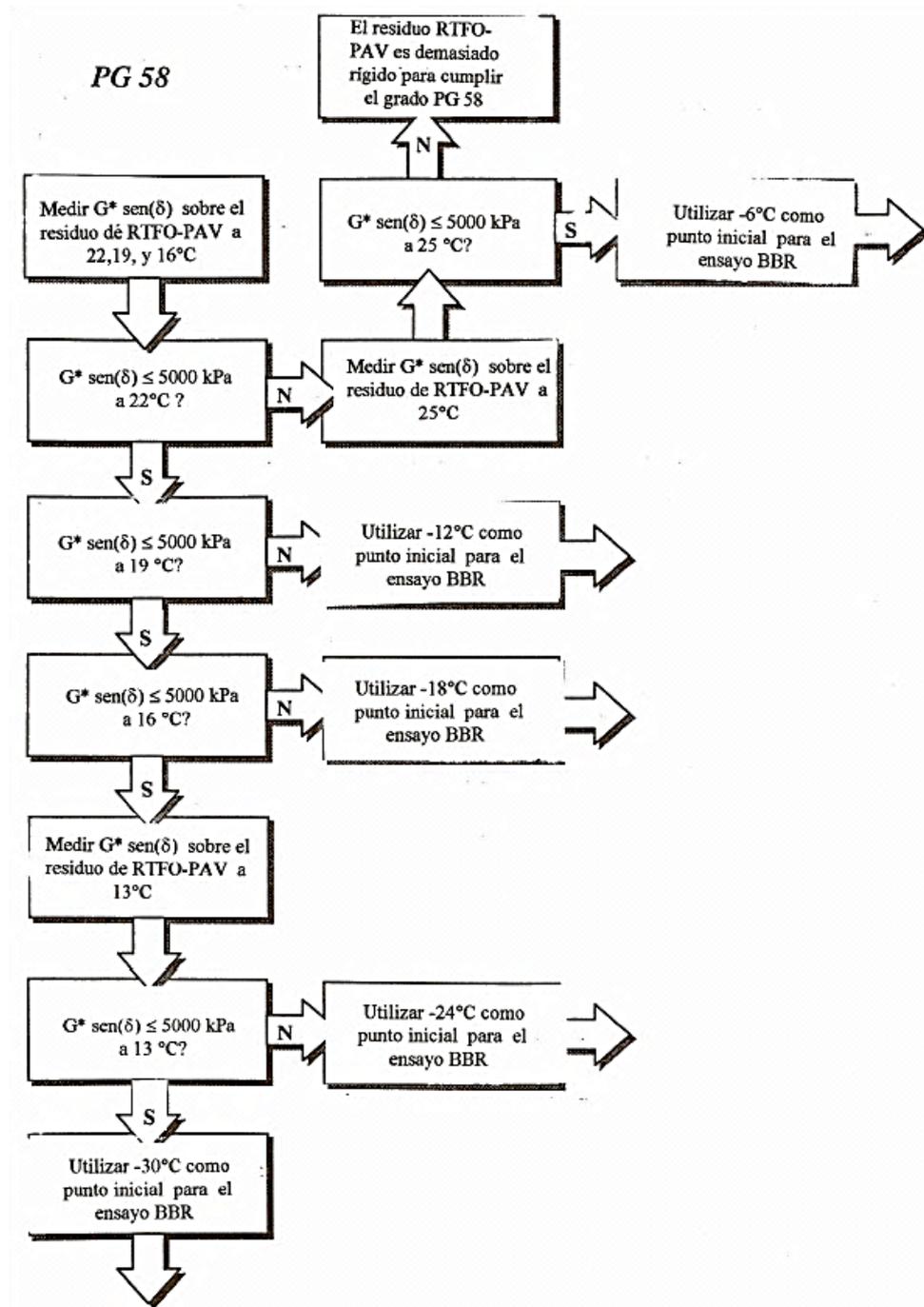


FIGURA 3.26 – Ensayos de clasificación–punto de partida para baja temp. (PG 58)
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

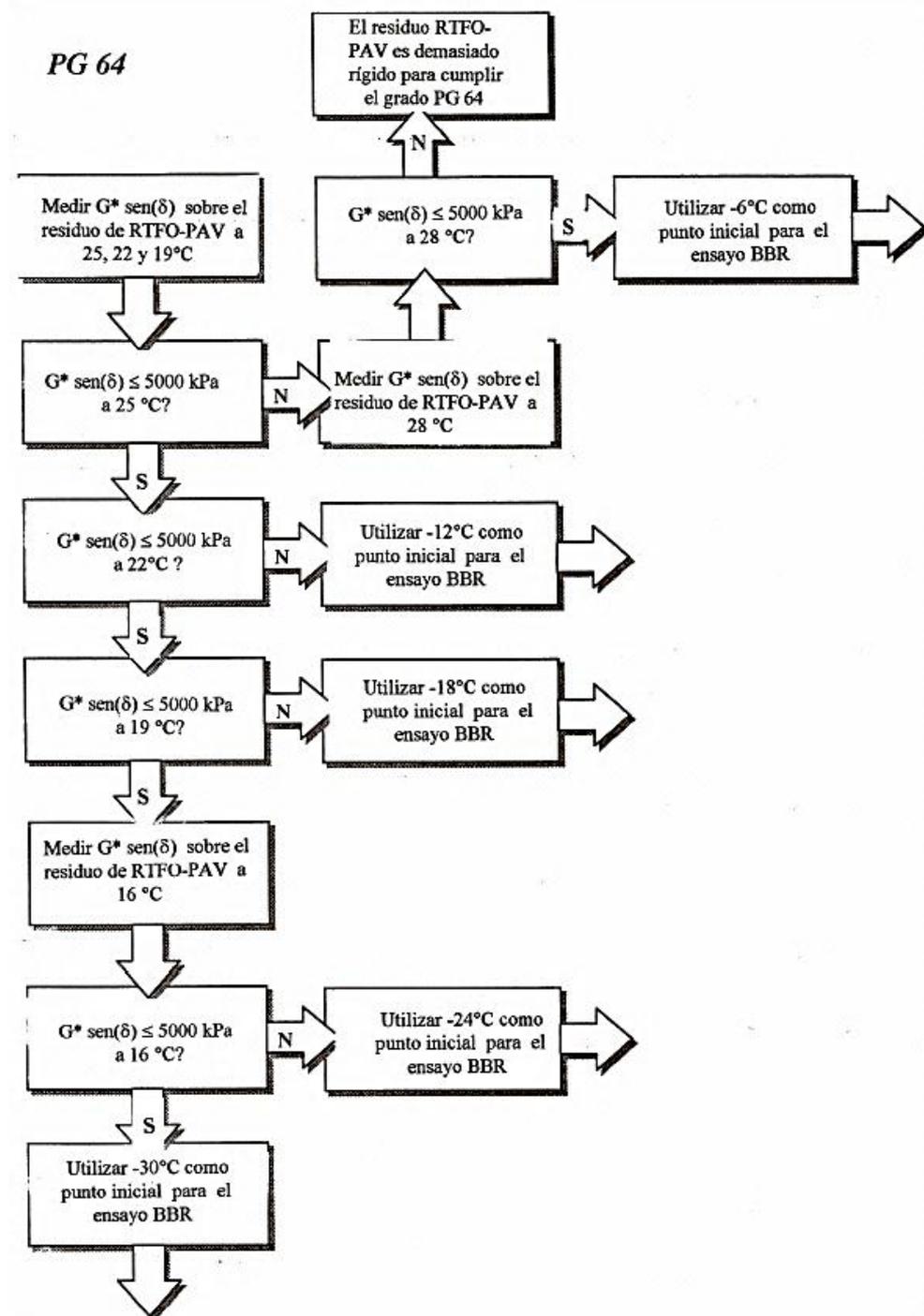


FIG 3.27 – Ensayos de clasificación – punto de partida para baja temp. (PG 64)
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

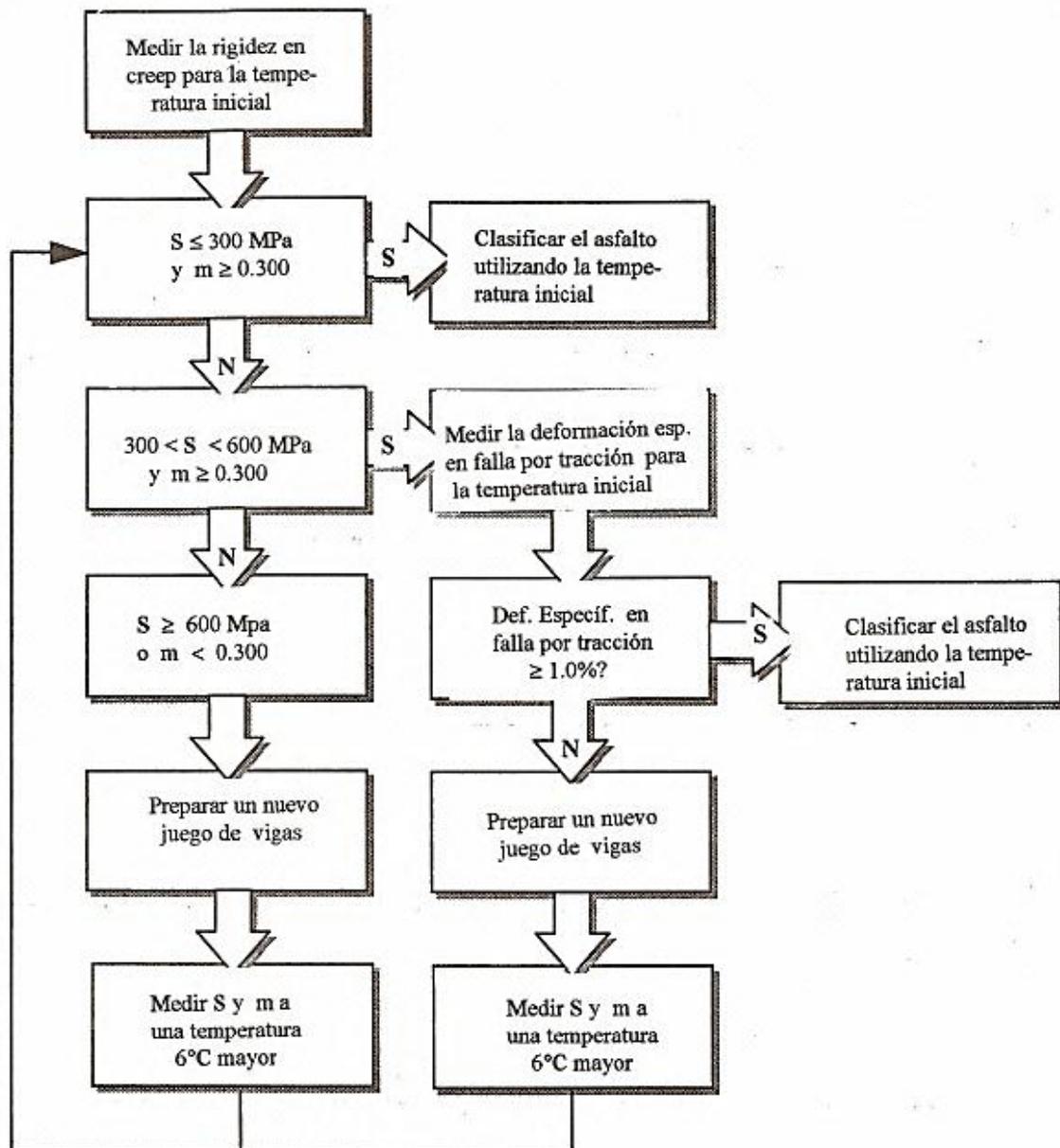


FIGURA 3.28 – Ensayos de clasificación. Determinación del grado de baja temp. del ligante partiendo de la rigidez en creep, valor-m y def. específica en falla por tracción.
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

Tercero, si para la temperatura de partida la rigidez en creep excede los 600 Mpa ó el valor-m es menor de 0.300, el técnico deberá moldear otro juego de probetas y medir la rigidez en creep y el valor- m para un grado de temperatura mayor. Nótese que la deformación específica en falla por tracción no tiene conexión con el límite para el valor-m.

Aunque los resultados de G^* sen (δ) establecieron la temperatura inicial para las mediciones de rigidez en creep y valor-m, el técnico puede necesitar ensayar progresivamente con temperaturas mayores hasta obtener valores aceptables. En estos casos, no es necesario medir G^* sen (δ) a esas mayores temperaturas ya que un valor aceptable ha sido fijado para una temperatura menor.

3.5.3 ENSAYO DE CONFORMIDAD

Como se señaló anteriormente, los ensayos de conformidad determinan si una muestra de ligante cumple las exigencias de un grado de performance particular. Este proceso es similar, si bien algo mas simple, que el proceso de ensayos de clasificación. Implica realizar los ensayos de performance de ligantes solo a las temperaturas requeridas para un grado. Cada paso del proceso de ensayos de conformidad es seguido por una decisión "se acepta/ se rechaza". Si luego de un paso cualquiera no se cumple un requisito especificado, el técnico no necesita continuar. La figura 3.44 muestra algunos pasos del proceso de ensayos de conformidad para un PG 58-22. El mismo diagrama de flujo puede

ser utilizado para cualquier otro grado simplemente cambiando las temperaturas para las cuales los criterios deben ser satisfechos.

Varias decisiones son necesarias en este proceso, e involucran el resultado del ensayo de rigidez en creep. Estas se muestran en la Fig. 3.45, continuación del proceso de ensayos de conformidad para un PG 58-22 de la figura 3.44

Si el valor medido es menor o igual a 300 Mpa y el valor-m mayor o igual a 0.300, entonces el proceso de ensayos de conformidad esta completo y el ligante cumple con el grado especificado. Si el valor medido esta entre 300 Mpa y 600 Mpa y el valor-m es igual o superior a 0.300, entonces la deformación específica en falla por tracción debe ser medida para verificar si es igual o mayor que 1.00%, en cuyo caso el ligante cumple el grado especificado. Si, por el contrario, la deformación específica es menor del 1.00%, entonces el ligante no cumple el grado especificado. Si la rigidez en creep es mayor de 600 Mpa y/o el valor-m es menor de 0.300, el ligante no cumple para el grado para el cual ha sido ensayado y no necesita medirse la deformación específica en falla por tracción.

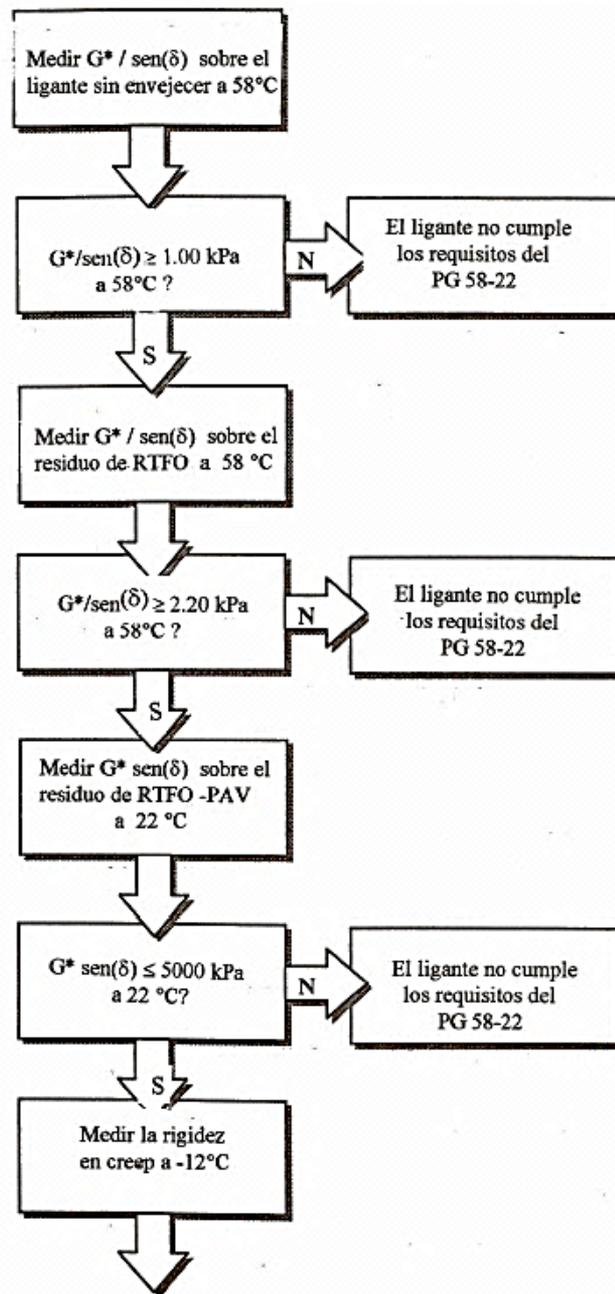


FIG 3.29 – Proceso de ensayos de conformidad para un PG 58-22.
 Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

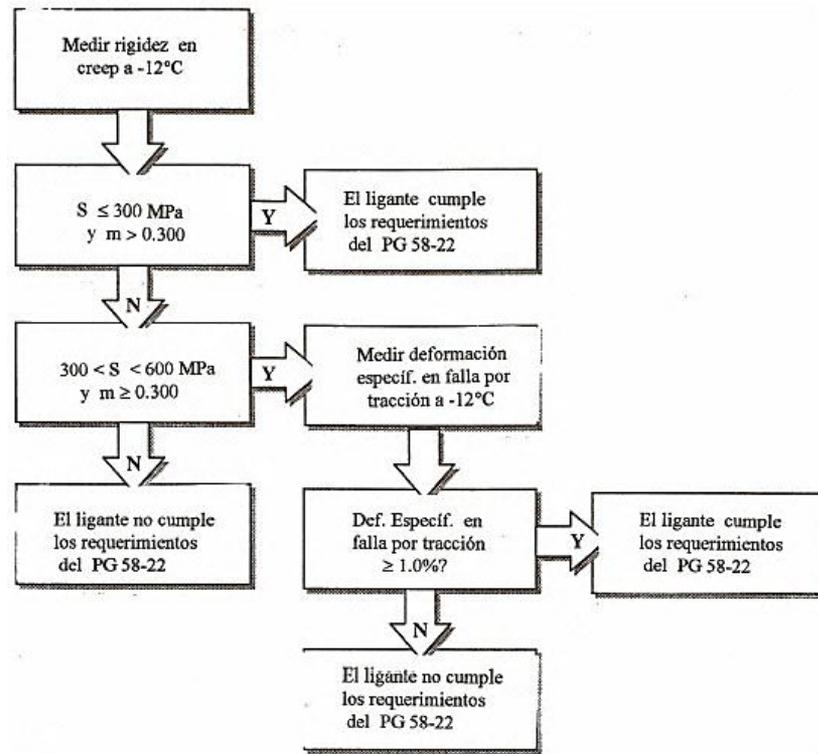


FIGURA 3.30 – Proceso de ensayos de conformidad para un PG 58-22(continuación)
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

3.5.4 ENSAYOS COMUNES

Otros varios resultados de ensayos son necesarios para caracterizar cabalmente a los ligantes de acuerdo con las especificaciones SUPERPAVE. Estos resultados son del tipo "se acepta/se rechaza"; son constantes para todos los grados. Consecuentemente, tienen igual papel en los ensayos de clasificación y los de conformidad.

La viscosidad rotacional de un ligante sin envejecer se mide a 135°C, utilizando una velocidad de 20 rpm, con el objeto de asegurar que el ligante puede ser adecuadamente bombeado en la planta asfáltica en caliente. El valor máximo

aceptado es 3Pa-s. Una nota en la especificación indica que se toleran mayores valores si el proveedor del ligante "garantiza que el ligante asfáltico puede ser adecuadamente bombeado y mezclado a temperaturas que satisfarán todas las normas de seguridad aplicables".

La especificación SUPERPAVE para ligantes requiere que el punto de inflamación (flash point) del ligante sea medido de acuerdo con la norma AASHTO T48 (Cleveland Open Cup). Con independencia del grado, se exige un valor mínimo de 230°C. Si bien no se especifican valores límites, debe determinarse e informarse el endurecimiento físico para el ligante envejecido en RTFO y PAV. Se necesita medir la rigidez en creep y el valor-m a la misma temperatura utilizada para clasificar la muestra. Para esto, se prepara otro juego de probetas con el ligante envejecido en RTFO y PAV. Este juego se acondiciona durante 24 horas, e igualmente es ensayado en el BBR para determinar la rigidez en creep y el valor-m.

Como parte del proceso de envejecimiento en el RTFO, se debe medir la pérdida de masa. El máximo valor aceptable es 1.00%, valor constante para todos los grados de performance.

3.6 ESPECIFICACION PARA LIGANTES ASFALTICOS AASHTO

3.6.1 ESPECIFICACION AASHTO PARA LIGANTES ASFALTICOS EN FUNCION DE LA PERFORMANCE (MP1)

Grado de performance	PG 46			PG 52						PG 58				PG 64							
	-34	-40	-46	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40
Máx. Temp. de Diseño del Pavimento (promedio de 7 días), °C ^a	< 46			< 52						< 58				< 64							
Mín. Temp. de Diseño del Pavimento, °C ^b	>-34	>-40	>-46	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
Ligante Original																					
Punto de Inflamación, T48: mín., °C	230																				
Viscosidad, ASTM D 4402; ^b Máx., 3 Pa-s (3000 cP) Temp. de Ensayo, °C	135																				
Corte Dinámico, TP5: ^c G* / senδ, mín., 1.00 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	46			52						58				64							
Residuo de RIFO (T 240) ó TFO (T 179)																					
Pérdida de Masa, máx., %	1.00																				
Corte Dinámico, TP5: G* / senδ, mín., 2.20 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	46			52						58				64							
Residuo de PAV (PP1)																					
Temperatura del PAV, °C ^d	90			90						100				100							
Corte Dinámico, TP5: G* x senδ, máx., 5000 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16
Endurecimiento Físico ^e	Informe																				
Rigidez en Creep, TP1: ^f S, máx., 300 Mpa Valor-m, mín., 0.300 Temp. de Ensayo @ 60 seg., °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30
Tracción Directa, TP3: ^f Def. Especif. de falla, mín., 1.0% Temp. de Ensayo @ 1.0mm/mm, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30

TABLA 3.10 – Especificación Superpave para Ligantes PG.
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

3.6.2 ESPECIFICACION AASHTO PARA LIGANTES ASFALTICOS EN FUNCION DE LA PERFORMANCE (MP1)

Grado de Performance	PG 70						PG 76					PG 82				
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-10	-16	-22	-28	-34
Máx. Temp. de Diseño del Pavimento (promedio de 7 días), °C ^a	< 70						< 76					< 82				
Mín. Temp. de Diseño del Pavimento, °C ^b	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34
Ligante Original																
Punto de Inflamación, T48: mín., °C	230															
Viscosidad, ASTM D 4402; ^c Máx., 3 Pa-s (3000 cP) Temp. de Ensayo, °C	135															
Corte Dinámico, TP5: ^e G* / senδ, mín., 1.00 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg., °C	70						76					82				
Residuo de RTFO (T 240) ó IFO (T 179)																
Pérdida de Masa, Máximo, %	1.00															
Corte Dinámico, TP5: G* / senδ, mín., 2.20 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg., °C	70						76					82				
Residuo de PAV (PP1)																
Temperatura del PAV, °C ^d	100 (110)						100 (110)					100 (110)				
Corte Dinámico, TP5: G* x senδ, máx., 5000 kPa Temp. de Ensayo @ 10 rad/seg., °C	34	31	28	25	22	19	37	34	31	28	25	40	37	34	31	28
Endurecimiento Físico ^g	Informe															
Rigidez en Creep, TP1: ^f S, máx., 300 Mpa Valor-m, mín., 0.300 Temp. de Ensayo @ 60 seg., °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24
Tracción Directa, TP3 ^f Def. Especif. de falla, mín., 1.0% Temp. de Ensayo @ 1.0mm/mm, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24

TABLA 3.11 – Especificación Superpave para Ligantes PG.
Fuente: Antecedentes de los Métodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de SUPERPAVE

- a. las temperaturas del pavimento puede ser calculadas partiendo de la temperatura del aire mediante un algoritmo incluido en el software SUPERPAVE ó pueden ser provistas por el organismo vial de especificación, o siguiendo procedimientos tales como los detallados en PPX.
- b. esta exigencia puede ser obviada a discreción de la agencia de especificación si el proveedor garantiza que el ligante asfaltico puede ser adecuadamente bombeado y mezclado a temperaturas que cumplen todas las normas de seguridad.
- c. Para control de calidad en la producción de cemento asfaltico sin modificar, la medición de la viscosidad del cemento asfaltico original puede remplazar a las mediciones de corte dinámico $[G^*/\text{sen}(\delta)]$ a las temperaturas para las cuales el asfalto se comporta como un fluido Newtoniano. Cualquier ensayo normalizado adecuado de medición de la viscosidad puede ser empleado, incluyendo viscosímetros capilares o rotacionales (AASHTO T 210 o T 202).
- d. La temperatura de envejecimiento en PAV se basa en condiciones climáticas simuladas y es 90°C, 100°C o 110°C. Para PG 58- y grados superiores la temperatura es 100°C, excepto en climas desérticos, para los cuales es 110°C.
- e. El Endurecimiento Físico TP1 se ejecuta sobre un juego de vigas de asfalto de acuerdo con la Sección 13.1 de TP1, con la salvedad de que el

tiempo de acondicionamiento se extiende a 24 horas \pm 10 minutos a 10°C por encima de la mínima temperatura de performance. La rigidez y el valor-m se reportan solo por propósitos de información.

- f. Si la rigidez en creep es inferior a 300 Mpa, el ensayo de tracción directa no es necesario. Si la rigidez en creep esta entre 300 y 600 Mpa, el requerimiento para la deformación especifica en falla por tracción puede remplazar al requerimiento de la rigidez en creep. El valor-m debe ser cumplido en ambos casos.

CAPITULO IV

DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS

4.0 DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

4.1 GENERALIDADES

4.1.1 DEFINICIÓN DE MEZCLA ASFÁLTICA.

Las mezclas asfálticas, es material que está formada por una combinación de agregados pétreos, ligante asfáltico, y aditivo en algunos casos; de manera que aquellos quedan cubiertos por una película continua de éste.

Las mezclas asfálticas se utilizan en la construcción de carreteras, aeropuertos, pavimentos industriales, entre otros. Las mezclas asfálticas están constituidas aproximadamente por un 90% de agregados pétreos grueso y fino, un 5% de polvo mineral (filler) y otro 5% de ligante asfáltico. Los componentes mencionados anteriormente son de gran importancia para el correcto funcionamiento de la carpeta de rodadura y la falta de calidad en alguno de ellos afecta el conjunto. El ligante asfáltico y el polvo mineral son los dos elementos que más influyen tanto en la calidad de la mezcla asfáltica como en su costo total.

Existen tres métodos de diseño utilizados para determinar las proporciones adecuadas de asfalto y agregados. Ellos son el Método Marshall y el Método Hveem, actualmente el método que se utiliza en EEUU es el método SUPERPAVE ya que se considera que la metodología de diseño esta basada en pruebas más reales y científicas y no empíricas como las del método

Marshall; debido a las condiciones económicas los países como el nuestro se sigue utilizando es el método Marshall.

4.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS.

Existen varios parámetros de clasificación para establecer las diferencias entre las distintas mezclas y las clasificaciones pueden ser diversas:

a) Por Fracciones de agregado pétreo empleado.

- Masilla asfáltica: Polvo mineral más cemento asfáltico.
- Mortero asfáltico: Agregado fino más masilla.
- Concreto asfáltico: Agregado grueso, agregado fino, polvo mineral y cemento asfáltico.
- Macadam asfáltico: Capa de rodadura formada por una sucesión de capas de mezcla asfáltica con materiales pétreos de diferentes granulometrías, colocando las de mayor granulometría abajo, y arriba la de menor granulometría. Luego se procede a la compactación con rodos y camiones.

b) Por la Temperatura de puesta en obra.

- *Mezclas asfálticas en Caliente*: El concreto asfáltico mezclado en planta y compactado en caliente, se compone de una mezcla de agregados graduados y asfalto, fabricado a una temperatura aproximada de 150°C colocada y compactada en caliente a una temperatura de 140 °C. Las

plantas para la producción de mezclas en caliente se construyen de tal manera que, después de secar y calentar los agregados, los separa en diferentes grupos de tamaños, los recombina en las proporciones adecuadas, los mezcla con la cantidad debida de asfalto caliente y finalmente los entrega a los vehículos transportadores, que a su vez la colocan en la máquina pavimentadora para que esta la deposite sobre la vía con un espesor uniforme, después se compacta mediante rodillos mientras la temperatura se conserva dentro de los rangos de especificación. .

- *Mezclas asfálticas en Frío*: El ligante suele ser una emulsión asfáltica (debido a que se sigue utilizando en algunos lugares los asfaltos fluidificados), y la puesta en obra se realiza a temperatura ambiente.
- *Mezclas asfálticas Tibias*: Las mezclas tibias se describen como aquellas que se producen a temperaturas menores que las mezclas en caliente, es decir entre 100°C y 135°C , su producción involucra nuevas tecnologías a partir de los cuales es posible producir y colocar los concretos asfálticos a temperaturas sensiblemente inferiores a las técnicas convencionales. El concepto de mezcla tibia surgió en Europa, tras la necesidad de una mezcla bituminosa que ofreciera economía de energía y tuviera el mismo desempeño de las mezclas asfálticas en caliente.

c) Por la proporción de Vacíos en la mezcla asfáltica.

Este parámetro suele ser imprescindible para que no se produzcan deformaciones plásticas como consecuencia del paso de las cargas y de las variaciones térmicas.

- *Mezclas Cerradas o Densas:* contienen cantidades de agregados en proporciones adecuadas de todos los tamaños, de grueso a fino, incluyendo filler, proporcionados de tal forma de obtener una mezcla densa con pocos vacíos. La proporción de vacíos no supera el 5 %. Las mezclas densamente graduadas tienen un gran número de puntos de contacto entre las partículas, que pueden dar una alta resistencia friccional y reducir la posibilidad de trituración de las partículas en los puntos de contacto. Como el contenido de vacíos es bajo son poco permeables. En las mezclas asfálticas en caliente, deben preferirse agregados con granulometría densa, o muy cercana a la densa.
- *Mezclas Semi-cerradas o Semi-densas:* La proporción de vacíos está entre el 5 % y el 10%.
- *Mezclas Abiertas:* La proporción de vacíos supera el 12 %.
- *Mezclas Porosas o Drenantes:* Mezclas asfálticas utilizadas como carpeta de rodadura, que se caracteriza por tener un elevado porcentaje de huecos interconectados entre si. Permitiendo el paso del agua a través de la mezcla y su rápida evacuación hacia las zonas laterales fuera de las calzadas. La proporción de vacíos es superior al 20 %.

d) Por el Tamaño máximo del agregado pétreo.

- *Mezclas Gruesas*: Donde el tamaño máximo del agregado pétreo excede los 10 mm.
- *Mezclas Finas*: También llamadas micro aglomerado, pueden denominarse también morteros asfálticos, pues se trata de mezclas formadas básicamente por un agregado fino incluyendo el polvo mineral y un ligante asfáltico. El tamaño máximo del agregado pétreo determina el espesor mínimo con el que ha de extenderse una mezcla que vendría a ser del doble al triple del tamaño máximo.

e) Por la Estructura del agregado pétreo.

- *Mezclas con Esqueleto mineral*: Poseen un esqueleto mineral resistente, su componente de resistencia debida al rozamiento interno de los agregados es notable. Ejemplo, las mezclas abiertas y los que genéricamente se denominan concretos asfálticos, aunque también una parte de la resistencia de estos últimos, se debe a la masilla.
- *Mezclas sin Esqueleto mineral*: No poseen un esqueleto mineral resistente, la resistencia es debida exclusivamente a la cohesión de la masilla. Ejemplo, los diferentes tipos de masillas asfálticas.

f) Por la Granulometría.

- *Mezclas Continuas*: Una cantidad muy distribuida de diferentes tamaños de agregado pétreo en el huso granulométrico (Zona comprendida entre dos curvas granulométricas).
- *Mezclas Discontinuas*: Una cantidad muy limitada de tamaños de agregado pétreo en el huso granulométrico.

4.1.3 EVOLUCIÓN DE LOS DISEÑOS DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE.

A continuación se muestra la evolución de los métodos de diseños de mezclas asfálticas en caliente.

- *The Hubbard-Field (1920's)*. Método de diseño de mezclas asfálticas, fue uno de los primeros métodos en evaluar contenidos de vacíos en la mezcla y en el agregado mineral. Usaba una estabilidad como prueba para medir la deformación. Funcionó adecuadamente para evaluar mezclas con agregado pequeño o granulometrías finas, pero no también para mezclas con granulometrías que contenían agregados grandes.
- *Método Marshall (1930's)*. Método de diseño de mezclas asfálticas, desarrollado durante la 2da. Guerra Mundial y después fue adaptado para su uso en carreteras. Utiliza una estabilidad y porcentaje de vacíos como pruebas fundamentalmente. Excepto cambios en las

especificaciones, el método no ha sufrido modificación desde los años 40's.

- *Método Hveem (1930's)*. Método de diseño de mezclas asfálticas, desarrollado casi en el mismo tiempo que el método Marshall. Evalúa una estabilidad pseudotriaxial.
- *Método de la Western Association of State Highway on Transportation Officials. WASHTO (1984)*. Este método de diseño de mezclas recomendó cambios en los requerimientos del material y especificaciones de diseño de mezclas para mejorar la resistencia al ahuellamiento (efectos de deformación acumulada).
- *Método de Asphalt Aggregate Mixture Analysis System. AAMAS (1987)*. La necesidad de cambios en el diseño de mezclas fue reconocida, tardaron 2 años para desarrollar un nuevo proyecto para el diseño de mezclas, que incluía un nuevo método de compactación en laboratorio y la evaluación de las propiedades volumétricas, desarrollo de pruebas para identificar las deformaciones permanentes, grietas de fatiga y resistencia de grietas a baja temperatura.
- *Método SUPERPAVE (1993)*. El método AAMAS, sirvió como punto de inicio del método SUPERPAVE, que contiene un nuevo diseño volumétrico completo de mezcla, con funcionamiento basado en predicción a través de modelos y métodos de ensayo en laboratorio, grietas por fatiga y grietas por baja temperatura. Los modelos de

predicción de funcionamiento fueron completados satisfactoriamente hasta el año 2000. El diseño volumétrico de mezclas en el SUPERPAVE es actualmente implementado en varios estados de los EUA, debido a que ha sido reconocida una conexión entre las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica caliente y su correcto funcionamiento. Ahora la aceptación en el control de calidad ha sido cambiada a propiedades volumétricas. SUPERPAVE promete un funcionamiento basado en métodos o ensayos de laboratorio que pueden ser usados para identificar la resistencia a las deformaciones plásticas de los pavimentos.

4.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA (ANALIZANDO EL MÉTODO MARSHALL)

La mezcla asfáltica en caliente preparada en laboratorio debe ser analizada para determinar el desempeño posible en la estructura del pavimento. Determinando así, características principales y la influencia que estas tienen en el comportamiento de la mezcla. Las cuales se detallan a continuación:

4.1.4.1 Densidad:

Está definida como su peso unitario, es decir, el peso de un volumen específico de mezcla compactada. La densidad es una característica importante para obtener un rendimiento duradero. Si la densidad es baja la cantidad de vacíos son mayores, por lo tanto, la mezcla compactada será vulnerable al agua. Si la

densidad es alta la cantidad de vacíos es menor, el agua no entrara en su interior obteniéndose de esta manera una carpeta de rodadura mas durable. La densidad de la muestra compactada se expresa en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3) o libras por pie cúbico (lb/pie^3), es calculada al multiplicar la gravedad especifica total de la mezcla por la densidad del agua ($1,000 \text{ kg/m}^3$ o 62.416 lb/pie^3). La densidad patrón obtenida en laboratorio se utiliza como referencia para determinar el grado de compactación del pavimento compactado en la obra es adecuada o no. Difícilmente en la compactación in-situ se obtiene la densidad patrón, por lo tanto las especificaciones permiten un porcentaje aceptable.

4.1.4.2 Vacíos de aire:

Están presentes entre los agregados revestidos de asfalto en la mezcla compactada y son pequeños espacios de aire, o bolsas de aire. Es de mucha importancia que las mezclas densamente graduadas contengan determinado porcentaje de vacíos, ya que estos permiten que el asfalto fluya durante la compactación adicional debido al tráfico. El porcentaje, en muestras elaboradas en laboratorio, para capas de base y capas superficiales debe estar entre 3% y 5%. La permeabilidad de una mezcla asfáltica tiene relación con la durabilidad de un pavimento asfáltico. A mayor permeabilidad, mayor contenido de vacíos; permitiendo pasajes a través de la mezcla del agua y el aire causando un deterioro irreversible a la carpeta asfáltica. Por otra parte un contenido muy bajo

de permeabilidad, es decir bajo contenido de vacíos, tiende a producir exudación de asfalto. La exudación consiste en que el exceso de asfalto es exprimido, o expulsado fuera de la mezcla hacia la superficie. La relación de la densidad y el contenido de vacíos demuestra que a mayor densidad, menor porcentaje de vacíos y a menor densidad, mayor porcentaje de vacíos en la mezcla. En campo las especificaciones para la densidad requieren acomodar el menor número posible de vacíos inferior al 8%.

4.1.4.3 Vacíos en el Agregado Mineral (VMA):

Estos son los espacios de aire que existen de entre las partículas de agregado y los espacios que están llenos de asfalto en una mezcla asfáltica compactada de pavimentación. Es decir el VMA es el espacio disponible para acomodar el volumen efectivo de asfalto y el volumen de vacíos necesarios en la mezcla. El volumen efectivo de asfalto es todo el asfalto menos la porción que se pierde, por absorción, en el agregado. Si el VMA es mayor, existirá más espacio para la película de asfalto. Hay que tener en cuenta que entre más gruesa sea la película de asfalto que cubre las partículas de agregado se obtiene mayor durabilidad de una mezcla. Por lo anteriormente descrito existen valores mínimos de VMA recomendados y especificados en función del tamaño del agregado. Puede resultar que para economizar el contenido de asfalto en un diseño de mezcla disminuyamos los valores de VMA establecidos como mínimos, siendo esto completamente perjudicial y dañino para la calidad de la

carpeta asfáltica, obteniéndose películas delgadas de asfalto en el agregado y una mezcla de baja durabilidad y apariencia seca.

4.1.4.4 Contenido de asfalto:

El contenido de asfalto de una mezcla en particular es establecido usando los criterios descritos por el método de diseño seleccionado. El contenido óptimo de asfalto de una mezcla depende en gran medida de su granulometría y la capacidad de absorción del agregado. La granulometría del agregado está directamente relacionada con el contenido óptimo de asfalto. Si en una granulometría el porcentaje de finos es considerablemente alto, el área superficial total será mayor, requiriendo así mayor cantidad de asfalto para cubrir todas las partículas. Las mezclas gruesas exigen menos asfalto debido a que el área superficial total es menor. Si a la mezcla se le agrega pequeños incrementos de filler (fracciones muy finas de agregado que pasan a través del tamiz de 0.075 mm (No. 200)) existe una tendencia a absorber la mayor parte del contenido de asfalto, resultando una mezcla inestable y seca. Caso contrario al efectuar pequeñas disminuciones de filler nos da como resultado una mezcla muy rica (húmeda).

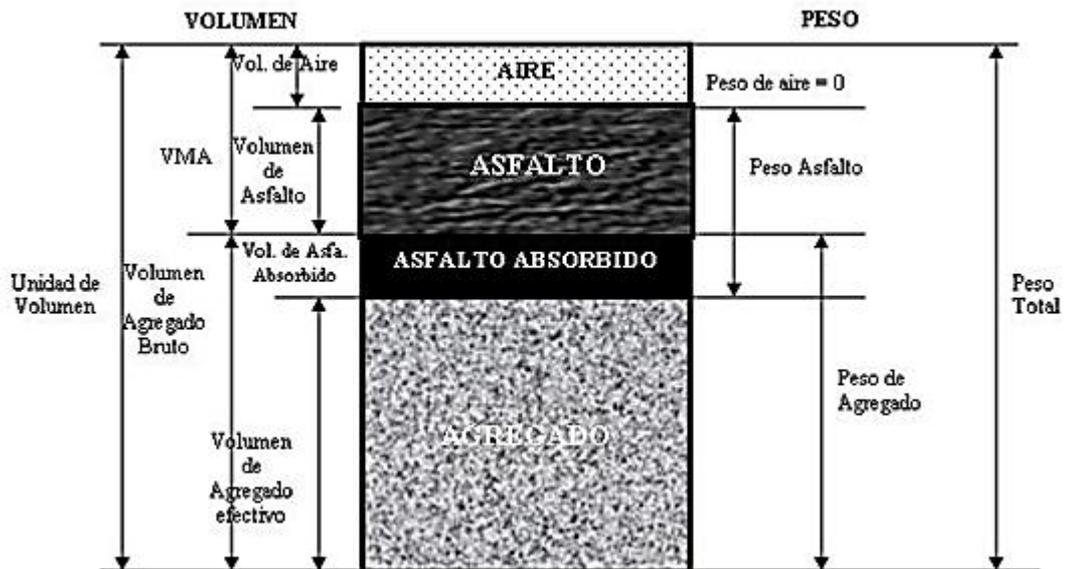


FIGURA 4.1 – Representación de la composición típica de una mezcla asfáltica.
Fuente: Strategic Highway Research Program SHRP A-369, 1994.

Es así que los incrementos o disminuciones de filler causan cambios en las propiedades de la mezcla, llegando a variar de seca a húmeda. La capacidad de absorción del agregado en una mezcla es importante para determinar el contenido óptimo de asfalto. Técnicamente se habla de dos tipos de asfalto al referirse al asfalto absorbido y el no-absorbido: contenido total de asfalto y contenido efectivo de asfalto.

El contenido total de asfalto: cantidad de asfalto que debe ser adicionada a la mezcla para producir las cualidades deseadas en la mezcla. El contenido efectivo de asfalto: volumen de asfalto no absorbido por el agregado; es la cantidad de asfalto que forma una película ligante efectiva sobre las superficies de los agregados. El contenido efectivo de asfalto se obtiene al restar la cantidad absorbida de asfalto del contenido total de asfalto. La capacidad de

absorción de un agregado es, obviamente, una característica importante en la definición del contenido de asfalto de una mezcla.

4.1.4.5 Vacíos Llenos de Asfalto VFA:

Son el porcentaje de vacíos intergranulares entre las partículas de agregado (VMA) que se encuentran llenos de asfalto. El VMA abarca asfalto y aire, y por lo tanto, el VFA se calcula al restar los vacíos de aire del VMA, y luego dividiendo por el VMA, y expresando su valor como un porcentaje.

4.1.5 PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS

Para obtener una mezcla de calidad, esta debe poseer las propiedades siguientes: Estabilidad, Durabilidad, Flexibilidad, Resistencia a la Fatiga, Resistencia al Deslizamiento, Impermeabilidad y Trabajabilidad.

4.1.5.1 Estabilidad:

Es la capacidad de una mezcla asfáltica de resistir desplazamiento y deformación bajo las cargas impuestas por el tránsito. La carpeta asfáltica debe de ser capaz de mantener su forma y textura ante las secuencias de carga que a diario le son impuestas. La fricción interna depende de la textura superficial, graduación del agregado, forma de la partícula, densidad de la mezcla, y, del contenido y tipo de asfalto. La estabilidad es función de la fricción y la resistencia inter-bloqueada del agregado en la mezcla. Cuando sobrepasamos

el nivel óptimo de asfalto la película es demasiado gruesa y esto genera que la cohesión decrezca, resultando en pérdida de fricción entre las partículas que componen la mezcla asfáltica. Es importante que las partículas que componen el agregado sean angulares y ásperas en su textura superficial, esto dará una alta estabilidad a la mezcla.

Los problemas clásicos debido a una estabilidad baja se detallan a continuación:

- *Ahuellamiento*: consiste en una depresión continua a lo largo de la capa de rodadura. (Ver Figura 4.2). Las cargas repetitivas de tránsito conducen a deformar permanentemente cualquier capa que componen la estructura del pavimento, sin embargo cuando la carpeta asfáltica recién colocada presenta ahuellamiento es debido al exceso de asfalto en la mezcla, es decir el óptimo de asfalto se ha sobrepasado y genera por consiguiente pérdida de cohesión.
 - El ahuellamiento también es producido por la forma redondeada de la partícula, por la falta de textura áspera, falta de adherencia y absorción del agregado. Es decir, si una mezcla tiene un óptimo de asfalto y sus agregados no cumplen con las siguientes propiedades (ver Capítulo II) tales como: graduación, limpieza, dureza, textura superficial, capacidad de absorción, afinidad con el asfalto, peso específico, también nos generara ahuellamiento y una serie de problemas que desarrollaremos en este capítulo.



FIGURA 4.2 – Ahuellamiento

Fuente: Fotografía Tomada en Colonia Buena Vista 2, Santa Tecla.

- *Corrimiento*: desplazamiento de la mezcla asfáltica provocando distorsiones en la superficie de la carpeta asfáltica. (Ver Figura 4.3). Acompañado a veces por levantamiento de material formando “cordones” principalmente laterales. Estos desplazamientos son ocasionados por las cargas de tránsito y son debido al exceso de asfalto, falta de vacíos o bien por falta de confinamiento lateral. La corrugación son una serie de ondulaciones constituidas por crestas y depresiones, perpendiculares a la dirección del tránsito, siendo próximas unas de otras, por lo general menores a 1.0 mts entre ellas.



FIGURA 4.3 – Corrimiento

Fuente: SIECA Manual Centroamérica de Mantenimiento de Carreteras TOMO III. Pag. 17.

- *Exudación del asfalto:* es el afloramiento del asfalto o ligante asfáltico hacia la superficie de la carpeta asfáltica. Formando una película continua de ligante, creando una superficie brillante, reflectante, resbaladiza y pegajosa durante las altas temperaturas. Es causado específicamente por un excesivo contenido de asfalto. Ocurre en mezclas con un porcentaje de vacíos deficiente, durante épocas calurosas. El proceso de exudación no es reversible durante el tiempo frío, por tal motivo el asfalto se acumula en la superficie.

4.1.5.2 Durabilidad:

Es la propiedad de una mezcla asfáltica para resistir los efectos perjudiciales causados por el agua, aire, temperatura y las cargas debidas al tráfico. Estos efectos perjudiciales provocan desintegración del agregado, cambio en las propiedades del asfalto (polimerización y oxidación), envejecimiento, segregación, etc.

Puede mejorarse la durabilidad de una mezcla asfáltica de tres maneras:

- *Utilizando un contenido óptimo de asfalto:* se aumenta la durabilidad de la mezcla ya que las partículas del agregado están cubiertas por una película gruesa de asfalto. Esto evita el envejecimiento y el endurecimiento del asfalto, reteniendo por más tiempo las características originales tanto del asfalto como de los agregados.
- *Utilizando una graduación densa:* esto proporciona un contacto mas cercano entre las partículas de agregado, mejorando así la impermeabilidad de la mezcla.
- *Diseñar y compactando la mezcla para obtener la máxima impermeabilidad:* esto se logra mediante la compactación por medios mecánicos utilizando maquinaria y equipo adecuado.

Causas	Efectos en la carpeta
Bajo contenido de asfalto	Endurecimiento rápido del asfalto y desintegración por pérdida de agregado
Alto contenido de vacíos debido al diseño o a la falta de compactación	Endurecimiento temprano del asfalto seguido por agrietamiento o desintegración
Agregado susceptibles al agua (hidrofilitos)	Películas de asfalto se desprenden del agregado dejando una carpeta de rodadura desgastada ó desintegrada

TABLA 4.1 – Causas y efectos de la poca durabilidad

Fuente: Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente, MS 22, Asphalt Institute

4.1.5.3 Flexibilidad:

Es la capacidad de la carpeta asfáltica para acomodarse ligeramente, sin sufrir agrietamiento, soportando los movimientos graduales y asentamientos de la base y sub-base. Los asentamientos en el pavimento pueden ocurrir debido a que falle cualquiera de sus componentes. Provocando daños visibles en la carpeta de rodadura. De hecho, todas las estructuras tienden a tener asentamientos diferenciales. La flexibilidad de las mezclas asfálticas es incrementada agregando mayor contenido de asfalto, hasta llegar al contenido óptimo, a partir de este, si se aumenta en exceso el contenido de asfalto la carpeta tiende a ser extremadamente flexible y provoca entonces una mezcla con estabilidad baja. Algunas veces los requerimientos de flexibilidad entran en conflicto con los requisitos de estabilidad, de tal manera que se debe buscar el equilibrio de los mismos. Una mezcla de granulometría abierta con alto contenido de asfalto es, generalmente, más flexible que una mezcla densamente graduada de bajo contenido de asfalto.

4.1.5.4 Resistencia a la fatiga:

Es la capacidad de un pavimento asfáltico para resistir la flexión repetida causada por las cargas de tránsito. Si el porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica aumenta, ya sea por diseño o por falta de compactación, la resistencia a la fatiga del pavimento disminuye. Por tal razón, las mezclas asfálticas de graduación densa presentan mayor resistencia a la fatiga que las mezclas asfálticas de graduaciones abiertas. El envejecimiento y endurecimiento del

asfalto en la carpeta de rodadura da como resultado menor resistencia a la fatiga. Las características de resistencia y espesor de un pavimento, y la capacidad de soporte de la sub-rasante, influyen determinadamente en la vida útil de una carpeta de rodadura asfáltica. Si la carpeta asfáltica presenta buena resistencia a la fatiga y la sub-base está mal compactada, se verán claramente los asentamientos y la resistencia a la fatiga disminuye considerablemente. Caso contrario si la sub-base está bien compactada y la carpeta asfáltica presenta mala resistencia a la fatiga la carpeta se dañara. Por lo anterior, el pavimento debe trabajar en conjunto para que pueda resistir la flexión causada por el tránsito. Entre algunos daños visibles debido a una mala resistencia a la fatiga se detallan a continuación:

- *Peladura*: Desintegración superficial de la carpeta asfáltica como consecuencia de la pérdida de ligante bituminoso y del desprendimiento del agregado pétreo, aumentando la textura de la carpeta asfáltica pavimento y exponiendo cada vez más los agregados a la acción del tránsito y el clima. Esta anomalía es un indicativo que el asfalto se ha endurecido apreciablemente, perdiendo sus propiedades ligante, o bien que la mezcla asfáltica existente es de deficiente calidad, ya sea por un contenido de asfalto insuficiente, empleo de agregados sucios o muy absorbentes, como también por deficiencias durante la construcción, especialmente en tratamientos superficiales bituminosos.



FIGURA – 4.4 Peladura

Fuente: Fotografía Tomada en Colonia Villa Lourdes, Lourdes Colón.

- *Fisura Transversal:* Fracturación de longitud variable que se extiende a través de la superficie de la carpeta asfáltica, formando un ángulo aproximadamente recto con el eje de la carretera. Puede afectar todo el ancho del carril como limitarse a los 0.60 m próximos al borde lateral de la carpeta de rodadura. La contracción de la mezcla asfáltica por pérdida de flexibilidad, es decir si una carpeta asfáltica no tiene la capacidad de flexionar repetitivamente la resistencia a la fatiga es menor o nula. Puede ser ocasionado por un exceso de filler, envejecimiento asfáltico, etc. Particularmente ante la baja temperatura y gradientes térmicos importantes.



FIGURA 4.5 – Fisura Transversal

Fuente: Fotografía Tomada en Colonia Villa Lourdes, Lourdes Colón.

- *Fisuras en Bloque*: Serie de fisuras interconectadas formando piezas aproximadamente rectangulares, de diámetro promedio mayor de 30 cm, con un área variable de 0.10 a 9.0 m². Se presenta generalmente en una gran área de la carpeta asfáltica y algunas veces ocurren solamente en las áreas no afectadas por el tráfico. Son causadas principalmente por la contracción de las mezclas asfálticas debido a las variaciones diarias de temperatura. A menudo es difícil constatar si las fisuras y grietas son debido a contracciones producidas en la carpeta asfáltica o en la base y sub-base. La presencia de fisuras en bloques generalmente es un indicativo de que el asfalto se ha endurecido significativamente.



FIGURA 4.6 – Fisura en bloque

Fuente: Fotografía Tomada en Colonia Villa Lourdes, Lourdes Colón.

- *Fisura Piel de Cocodrilo*: Serie de fisuras interconectadas formando pequeños polígonos irregulares de ángulos agudos, generalmente con un diámetro promedio menor a 30 cm. El fisuramiento empieza en la parte inferior de la carpeta asfáltica, donde las tensiones y deformaciones por tracción alcanza su valor máximo, cuando el pavimento es solicitado por una carga. Las fisuras se propagan a la superficie, evolucionan

interconectándose y formando una malla cerrada, que asemeja el cuero de un cocodrilo. (Ver Figura 4.4). La fisura piel de cocodrilo son causadas por la fatiga que sufre la carpeta de asfáltica al ser sometidas a las cargas repetidas del tránsito. Por lo general, el fisuramiento indica que el pavimento ya no tiene capacidad estructural de sostener las cargas de tránsito y ha llegado al fin de su vida útil. El ligante por lo general ha envejecido y por ende ha perdido la flexibilidad de sostener cargas repetidas al tránsito sin agrietarse.



FIGURA 4.7 – Fisura Piel de Cocodrilo
Fuente: Fotografía Tomada en Colonia Villa Lourdes, Lourdes Colón.

4.1.5.5 Resistencia al deslizamiento:

Es la habilidad de una carpeta asfáltica, particularmente cuando esta mojada, de minimizar el deslizamiento o resbalamiento de las ruedas de los vehículos. Esto implica que el neumático debe mantenerse en contacto con las partículas del agregado y no sobre una película de agua en la superficie del pavimento, conocido como hidropneumático. Una buena resistencia al deslizamiento lo contribuyen agregados con textura áspera y contenidos adecuados de asfalto.

Los contenidos altos de asfalto producen mezclas inestables las cuales tienden a deformarse y exudar, generando así, mayor deslizamiento.

Causas	Efectos en la carpeta
Exceso de asfalto	Exudación, poca resistencia al deslizamiento
Agregado mal graduado o con mala textura	Carpeta asfáltica lisa, posibilidad de hidroneo
Agregado canto rodado, textura lisa	Poca resistencia al deslizamiento

TABLA 4.2 – Causas y efectos de la poca resistencia al deslizamiento.
Fuente: Principios de Construcción de Mezcla Asfáltica en Caliente, MS 22, Asphalt Institute

4.1.5.6 Impermeabilidad:

Es la resistencia de una carpeta asfáltica al paso del aire y agua hacia su interior o a través de él. El contenido de vacíos puede ser una indicación a la susceptibilidad de una mezcla compactada al paso del agua y el aire.

Causas	Efectos en la carpeta
Bajo contenido de asfalto	Las películas delgadas de asfalto causarán, tempranamente, un envejecimiento y una desintegración de la mezcla
Alto contenido de vacíos en la mezcla de diseño	El agua y el aire pueden entrar fácilmente en la carpeta asfáltica, causando oxidación y desintegración de la mezcla
Compactación inadecuada	Resultará en vacíos altos en la carpeta asfáltica, lo cual conducirá a infiltración de agua y baja estabilidad.

TABLA 4.3 – Causas y efectos de mezcla demasiado permeable
Fuente: Principios de Construcción de Mezcla Asfáltica en Caliente, MS 22, Asphalt Institute

4.1.5.7 Trabajabilidad:

Es la facilidad con la cual una mezcla asfáltica puede ser colocada y compactada. Las mezclas que poseen buena trabajabilidad son fáciles de colocar y compactar; aquellas con mala trabajabilidad son difíciles de colocar y compactar. Las mezclas gruesas (mezclas que contienen un alto porcentaje de agregado grueso) tienen una tendencia a segregarse durante su manejo, y también pueden ser difíciles de compactar. El asfalto no es la principal causa de los problemas de trabajabilidad, sí tiene algún efecto sobre esta propiedad.

Causas	Efectos en la carpeta
Tamaño máximo de partícula: grande	Superficie áspera, difícil de compactar
Demasiado agregado grueso	Puede ser difícil de compactar
Temperatura muy baja de mezcla	Agregado sin revestir, mezcla poco durable; superficie áspera, difícil de compactar
Demasiada arena de tamaño medio	La mezcla se desplaza bajo la compactadora y permanece tierna o blanda
Bajo contenido de relleno mineral	Mezcla tierna, altamente permeable
Alto contenido de relleno mineral	Mezcla muy viscosa, difícil de manejar; poco durable

TABLA 4.4 Causas y efectos de la mala trabajabilidad.

Fuente: Principios de Construcción de Mezcla Asfáltica en Caliente, MS 22, Asphalt Institute

Debido a que la temperatura de la mezcla afecta la viscosidad del asfalto, una temperatura demasiado baja hará que la mezcla sea poco trabajable, mientras que una temperatura demasiado alta podrá hacer que la mezcla se vuelva tierna. El grado y el porcentaje de asfalto también pueden afectar la trabajabilidad de la mezcla.

4.2 MÉTODO DE DISEÑO MARSHALL

4.2.1 METODOLOGÍA

El concepto del método Marshall para diseño de mezclas asfálticas fue formulado por Bruce Marshall, ingeniero de asfaltos del Departamento de Autopistas del estado de Mississippi. El cuerpo de ingenieros de Estados Unidos, a través de una extensiva investigación y estudios de correlación, mejoró y adicionó ciertos aspectos al procedimiento de prueba Marshall y desarrollo un criterio de diseño de mezclas.

4.2.2 PROPOSITO DE LA METODOLOGIA

El propósito del Método Marshall es determinar el contenido óptimo de asfalto para una combinación específica de agregados. El método también provee información sobre propiedades de la mezcla asfáltica en caliente, y establece densidades y contenidos óptimos de vacío que deben ser cumplidos durante la elaboración de la mezcla. El método original de Marshall, sólo es aplicable a mezclas asfálticas en caliente que contengan agregados con un tamaño máximo de 25 mm (1 pulg) o menor. El método puede ser usado para el diseño en laboratorio, como para el control de campo de mezclas asfálticas en caliente.

4.2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL

El método Marshall usa muestras de ensayo (probetas) de 64 mm (2.5 pulg) de espesor por 102 mm (4 pulg) de diámetro. Una serie de muestras de ensayo,

cada una con la misma combinación de agregados pero con diferentes contenidos de asfalto, es preparada usando un procedimiento específico para calentar, mezclar y compactar la mezcla asfáltica. Los dos aspectos principales del método de diseño son: análisis de densidad-vacíos y el ensayo de estabilidad y flujo de los especímenes compactados. La selección de una curva granulométrica para el diseño de una mezcla asfáltica cerrada o densa, está en función de dos parámetros: el tamaño máximo nominal del agregado y el de las líneas de control (superior e inferior), Las líneas de control son puntos de paso obligado para la curva granulométrica. La Tabla 4.5 presenta los tamaños máximos nominales más utilizados, así como sus líneas de control de acuerdo con la ASTM D 3515.

4.2.4 ESPECIFICACIONES DE LA METODOLOGÍA

La selección del contenido óptimo de asfalto depende de muchos criterios que se discutirán en este capítulo. Un punto inicial para el diseño es escoger el porcentaje de asfalto para el promedio de los límites de vacíos de aire, el cual es 4%. El rango de vacíos de aire es de 3% al 5%. Todas las propiedades medidas y calculadas bajo este contenido de asfalto deberán ser evaluadas comparándolas con los criterios para el diseño de mezclas (Tabla 4.6). Si todos los criterios se cumplen, entonces se tendrá el diseño preliminar de la mezcla asfáltica, en caso de que un criterio no se cumpla, se necesitará hacer ajustes, o rediseñar la mezcla.

Aberturas de los tamices	Mezclas Cerradas								
	Tamaño Máximo Nominal del Agregado								
	2 pulg (50.0mm)	1 ½ pulg (37.5mm)	1 pulg (25.0mm)	¾ pulg (19.0mm)	½ pulg (12.5mm)	3/8 pulg (9.5mm)	No. 4 (4.75mm)	No. 8 (2.36mm)	No. 16 (1.18mm)
Gradaciones para Mezclas de Agregados (Grueso, Fino y Filler)									
2 ½" (63 mm)	100	---	---	---	---	---	---	---	---
2" (50 mm)	90-100	100	---	---	---	---	---	---	---
1 ½" (37.5 mm)	---	90-100	100	---	---	---	---	---	---
1" (25.0 mm)	60-80	---	90-100	100	---	---	---	---	---
¾" (19.0 mm)	---	56-80	---	90-100	100	---	---	---	---
½" (12.5 mm)	35-65	---	56-80	---	90-100	100	---	---	---
3/8" (9.5 mm)	---	---	---	---	---	90-100	100	---	---
No. 4 (4.75 mm)	14-47	23-53	29-59	35-65	44-74	55-85	80-100	---	---
No. 8 (2.36 mm)	10-36	15-41	19-45	23-49	28-58	32-67	65-100	---	100
No. 16 (1.18 mm)	---	---	---	---	---	---	40-80	---	95-100
No. 30 (600µm)	---	---	---	---	---	---	35-65	---	70-95
No. 50 (300 µm)	3-15	4-16	5-17	5-19	5-21	7-23	7-40	---	45-75
No. 100 (150 µm)	---	---	---	---	---	---	3-20	---	20-40
No. 200 (75 µm)	0-5	0-6	1-7	2-8	2-10	2-10	2-10	---	9-20
Asfalto, Porcentaje con respecto al peso total de la mezcla.									
	2-7	3-8	3-9	4-10	4-11	5-12	6-12	7-12	8-12

TABLA 4.5 – Gradaciones Propuestas para Mezclas Cerradas

Fuente: ASTM D3515 Standard Specification for Hot-Mixed, Hot-Laid Bituminous Paving Mixtures

CRITERIOS PARA MEZCLA DEL MÉTODO MARSHALL	TRANSITO LIVIANO CARPETA Y BASE		TRANSITO MEDIANO CARPETA Y BASE		TRANSITO PESADO CARPETA Y BASE	
	MINIMO	MAXIMO	MINIMO	MAXIMO	MINIMO	MAXIMO
Compactación, numero de golpes en cada cara de la probeta	35	35	50	50	75	75
Estabilidad N(lb)	336 (750)	-	5358 (1200)	-	8006 (1800)	-
Flujo, 0.25mm (0.01pulg)	8	18	8	16	8	14
% de vacíos	3	5	3	5	3	5
% VMA	Ver Tabla 4.7					
% VFA	70	80	65	78	65	75

NOTAS

¹ Todos los criterios y no solo estabilidad, deben ser considerados al diseñar una mezcla asfáltica de pavimentación. Las mezclas asfálticas en caliente de base que no cumplan estos criterios, cuando se ensayen a 60 °C, se consideraran satisfactorias si cumplen los criterios cuando se ensayen a 38 °C, y si se colocan a 100 mm o más por debajo de la superficie. Esta recomendación se aplica solamente a las regiones que tengan una variedad de condiciones climáticas similar a la que prevalece en casi todas las regiones de Estados Unidos. En las regiones que tengan condiciones climáticas mas extremas puede ser necesario usar temperaturas mas bajas de ensayo.

² Clasificaciones del Transito

Liviano Condiciones de transito que resultan en un ESAL de diseño < 104

Mediano Condiciones de transito que resultan en un ESAL de diseño entre 104 y 106

Pesado Condiciones de transito que resultan en un ESAL de diseño > 106

³ Los esfuerzos de compactación en el laboratorio deberán aproximarse a la densidad máxima obtenida en el pavimento bajo el transito.

⁴ Los valores de fluencia se refieren al punto en donde la carga comienza a disminuir.

⁵ Cuando se esté calculando el porcentaje de vacíos, deberá permitirse cierta tolerancia en la porción de cemento asfáltico perdida por absorción en las partículas de agregado.

⁶ El porcentaje de vacíos en el agregado mineral debe ser calculado con base en el peso específico total ASTM del agregado.

TABLA 4.6 – Criterios del Instituto del Asfalto para el Diseño Marshall

Fuente: Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente, MS 22, Asphalt Institute

TAMAÑO MÁXIMO EN MM		VMA MÍNIMO, POR CIENTO		
		Vacíos de Diseño, por ciento ³		
mm	pulg	3.0	4.0	5.0
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.5	3/8	14.0	15.0	16.0
12.5	½	13.0	14.0	15.0
19.0	¾	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50.0	2.0	9.5	10.5	11.5
63.0	2.5	9.0	10.0	11.0

¹ Especificación Normal para Tamaño de Tamices usados en Pruebas AASHTO M 92 (ASTM E 11).

² El tamaño máximo nominal de la partícula es un tamaño mas grande que el primer tamiz que retiene mas del 10% del material.

³ Interpole el VMA mínimo para los valores de vacíos de diseño que se encuentren entre los que están listados.

TABLA 4.7 – Porcentaje Mínimo de VMA

Fuente: Tomada de Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente, MS 22, Asphalt Institute

4.2.5 EVALUACIÓN Y AJUSTES DE UNA MEZCLA DE DISEÑO.

Cuando se desarrolla una mezcla de diseño, es necesario hacer varias mezclas de prueba para encontrar una que cumpla con todos los criterios de diseño. Cada una de las mezclas de prueba sirve como una guía para evaluar y ajustar las pruebas siguientes. Para diseño de mezclas preliminares o exploratorias, es aconsejable comenzar con una graduación de agregado que se acerque a la media de los límites establecidos. Las mezclas de prueba iniciales sirven para establecer la fórmula de trabajo y verificar que la graduación del agregado este dentro de los límites especificados puede ser reproducida en una planta mezcladora.

Cuando las mezclas de pruebas iniciales fallan con los criterios de diseño en cualquier contenido de asfalto seleccionado, será necesario modificar o, en algunos casos, rediseñar la mezcla. Para corregir una deficiencia, la manera más fácil de rediseñar una mezcla es cambiar la graduación del los agregados ajustando los porcentajes utilizados. Frecuentemente este ajuste es suficiente para cumplir con las especificaciones.

Las curvas granulométricas son de gran ayuda al hacer los ajustes necesarios en los diseños de mezclas. Por ejemplo, las curvas obtenidas de la ecuación de Densidad Máxima de Fuller (Figura 4.9) representan condiciones de densidad máxima y valores mínimos de vacíos en el agregado mineral (VMA). Las mezclas asfálticas que poseen dichas curvas presentan contenidos de vacío

que pueden ser demasiado bajos. Generalmente, cualquier desviación de estas curvas resulta en densidades menores y valores más altos de VMA. La magnitud del cambio en la densidad y en el VMA depende de la cantidad de ajustes hechos en el contenido de agregado grueso o fino de la mezcla.

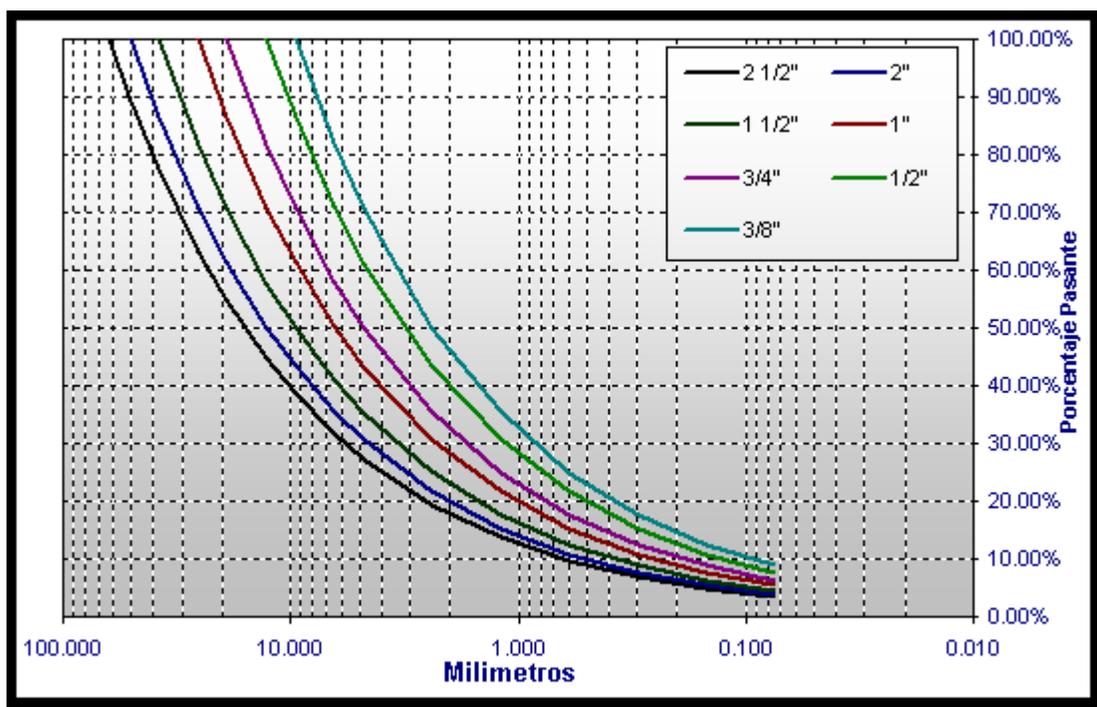


FIGURA 4.8 – Curvas Fuller de Máxima Densidad Basadas en un Gráfico Normalizado Semi-log de Granulometría.

Fuente: Tomada de Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente, MS 22, Asphalt Institute

La Figura 4.9 muestra curvas de densidad máxima dibujadas sobre un gráfico de granulometría de la Administración Federal de Carreteras (FHWA) (USA) (basada en una escala donde las aberturas de los tamices se elevan a una potencia de 0.45). Muchos diseñadores encuentran conveniente la gráfica del FHWA para hacer ajustes en la granulometría del agregado. Las curvas en la

gráfica del FHWA pueden hallarse usando la ecuación de densidad máxima de Fuller, o dibujando una línea recta desde el origen, en la parte inferior izquierda de la gráfica, hasta el tamaño máximo nominal de partícula deseado, en la parte superior. Las granulometrías que se acercan a las líneas rectas tienen, generalmente, valores bajos de VMA, y deben ser ajustadas alejándolas de estas líneas. Dichos ajustes aumentan los valores de VMA, permitiendo así el uso de suficiente asfalto para poder obtener máxima durabilidad sin causar exudación en la mezcla.

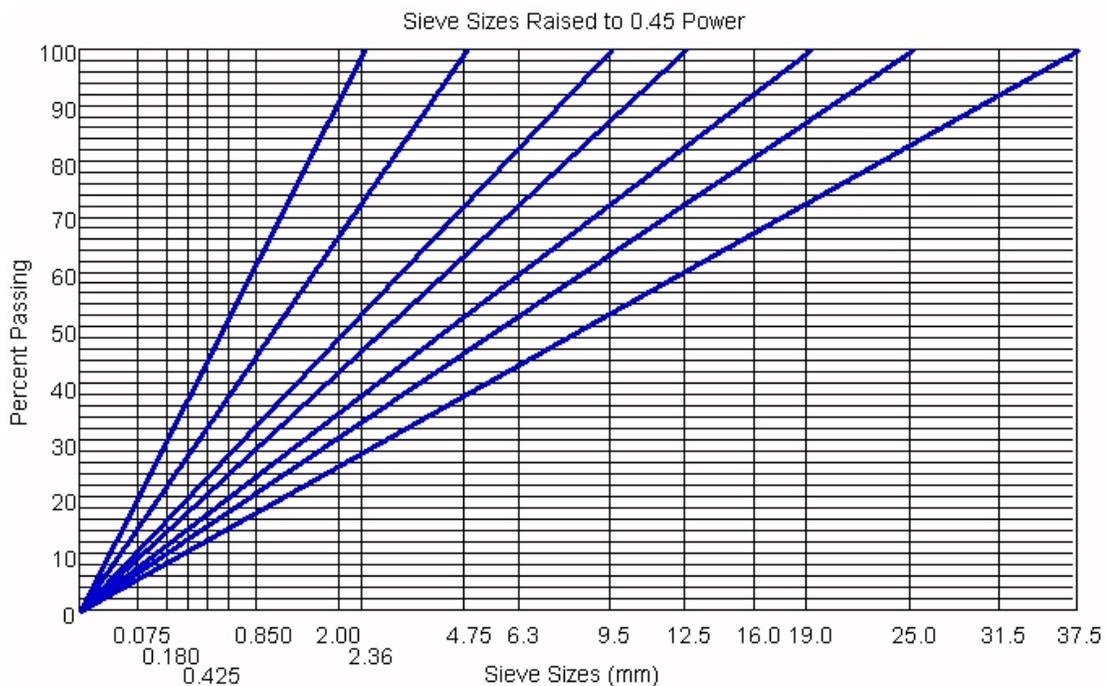


FIGURA 4.9 – Curvas de Densidad Máxima Basadas en un Gráfico FHWA (potencia de 0.45) de Granulometría.

Fuente: <http://www.pavementinteractive.org>

4.2.5.1 Lineamientos Generales para Ajustar las Mezclas de Prueba.

4.2.5.1.1 Bajo contenido de vacíos y estabilidad baja

Los vacíos pueden incrementarse en diferentes formas. Como un acercamiento general para lograr vacíos altos en el agregado mineral (en consecuencia proveer de suficientes espacios, para una adecuada cantidad de asfalto y vacíos de aire), la graduación del agregado debe ajustarse mediante la adición de más agregado grueso o fino. Si el contenido de asfalto es más alto de lo normal y el exceso no es necesario para remplazar el absorbido por el agregado, entonces el contenido de asfalto deberá reducirse a fin de incrementar el porcentaje de vacíos, proveyendo un adecuado VMA. Se deberá recordar que disminuir el porcentaje de asfalto podrá tender a bajar la durabilidad del pavimento.

Demasiada reducción en el contenido de asfalto puede ocasionar fracturación, oxidación acelerada e incremento de la permeabilidad. Si los ajustes anteriores no producen una mezcla estable, el agregado tendrá que cambiarse. Es también posible mejorar la estabilidad e incrementar el contenido de vacíos en el agregado de la mezcla, mediante el incremento del agregado grueso o reducción de la cantidad de material que pasa la malla No. 200. Con la incorporación de arena procesada, el contenido de vacíos puede mejorarse sin sacrificar la estabilidad de la mezcla.

4.2.5.1.2 Bajo contenido de vacíos y estabilidad satisfactoria

Bajos contenidos de vacíos pueden eventualmente resultar en inestabilidad debido a flujo plástico o después de que el pavimento ha sido expuesto al tránsito por un periodo de tiempo ante la reorientación de las partículas y compactación adicional. Por su parte, insuficientes vacíos pueden ser producto de la cantidad requerida de asfalto para obtener una durabilidad alta en mezclas finas; sin embargo, la estabilidad es inicialmente satisfactoria por el tránsito específico. Una degradación de agregado pobre durante la producción de la mezcla y/o bajo la acción de tránsito puede ocasionar subsecuentemente inestabilidad y flujo si el contenido de vacíos de la mezcla no es suficiente. Por estas razones, mezclas con vacíos bajos tendrán que ajustarse por uno de los métodos dados, en la sección 4.2.3.1 sin importar que la estabilidad inicial sea satisfactoria.

4.2.5.1.3 Contenido satisfactorio de vacíos y estabilidad baja

La baja estabilidad cuando los vacíos y la graduación del agregado son satisfactorios, puede indicar algunas deficiencias en el agregado. Se deberán tomar consideraciones para mejorar la forma de la partícula de los agregados utilizando material producto de trituración o incrementando el porcentaje de agregado grueso en la mezcla o posiblemente aumentando el tamaño máximo del agregado. Partículas de agregado con textura rugosa y superficies menos

redondeadas, presentan más estabilidad cuando se mantiene o incrementa el volumen de vacíos.

4.2.5.1.4 Contenido alto de vacíos y estabilidad satisfactoria

Altos contenidos de vacíos se asocian frecuentemente con mezclas con alta permeabilidad; al permitir la circulación de aire y agua a través de la mezcla asfáltica pueden ocasionar endurecimiento prematuro del asfalto, desprendimiento del agregado, o posible desprendimiento del asfalto en el agregado. Aun cuando la estabilidad es satisfactoria, se deberán realizar ajustes para reducir los vacíos. Pequeñas reducciones se lograrán mediante la adición de polvo mineral a la mezcla. Podría ser necesario seleccionar o combinar agregados para lograr una graduación, la cual deberá estar cerca de la curva de máxima densidad.

4.2.5.1.5 Vacíos altos y estabilidad baja

Se deberán tomar en cuenta dos pasos para este tipo de condiciones; el primero es ajustar el volumen de vacíos mediante los métodos discutidos en los puntos anteriores; y en el segundo, si los ajustes no mejoran la estabilidad, deberá hacer una consideración de la calidad de los materiales, conforme en 4.2.5.1.1 y 4.2.5.1.2.

4.2.6 ENSAYOS REALIZADOS A LA MEZCLA ASFÁLTICA COMPACTADA.

En el método Marshall se llevan a cabo tres tipos de pruebas para conocer tanto sus características volumétricas como mecánicas.

4.2.6.1 Gravedad Específica Teórica Máxima y Densidad de Mezclas Bituminosas de Pavimentación

Se determina la gravedad específica teórica máxima Gmm de acuerdo a la norma AASHTO T 209-05, de la mezcla asfáltica en su estado suelto, para al menos dos contenidos de asfalto; de preferencia en un rango en donde se estime que podrá encontrarse el contenido óptimo. Una vez hecho lo anterior, se pueden determinar los valores de Gmm para los distintos contenidos de asfalto que se utilizan en el diseño, empleando fórmulas de aproximación tal como lo describe el Instituto del Asfalto de Norteamérica en su manual de métodos de diseño de mezclas asfálticas en caliente

4.2.6.2 Determinación de la gravedad específica bulk

El ensayo de gravedad específica bulk de mezclas asfálticas compactadas utilizando especímenes saturados superficialmente secos puede desarrollarse tan pronto como el espécimen se haya enfriado. Este ensayo se desarrolla de acuerdo con la norma AASHTO T 166-05, para la gravedad específica bulk de mezclas asfálticas compactadas usando especímenes cubiertos con parafina la norma AASHTO T 275 es aplicada. Para determinar cuál norma se debe utilizar,

se realizarán pruebas de absorción a la mezcla asfáltica compactada; si la absorción es mayor al 2%, se utiliza la norma AASHTO T 166-05, en caso contrario, se recurre a la norma AASHTO T 275.

4.2.6.3 Resistencia de Mezclas Bituminosas al Flujo Plástico Utilizando el Aparato Marshall

Basado en norma AASHTO: T 245-97(2004), El ensayo de estabilidad esta dirigido a medir la resistencia a la deformación de la mezcla. La fluencia mide la deformación, bajo carga, que ocurre en la mezcla.

Sumergir el espécimen en un baño María a $60\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($140\text{ }^{\circ}\text{F} \pm 1.8\text{ }^{\circ}\text{F}$) de 30 a 40 minutos antes de la prueba. Remueva el espécimen de ensayo del baño María y cuidadosamente se secará la superficie. Colocándolo y centrándolo en la mordaza inferior, se procederá a colocará la mordaza superior y se centrará completamente en el aparato de carga. Posteriormente se aplica la carga de prueba al espécimen a una velocidad constante de 50.8 mm/min (2 pulg/min), hasta que ocurra la falla. El punto de falla está definido por la lectura de carga máxima obtenida. El número total de Newtons (lb) requeridos para que se produzca la falla del espécimen deberá registrarse como el valor de estabilidad Marshall.

Mientras que el ensayo de estabilidad está en proceso, si no se utiliza un equipo de registro automático se deberá mantener el medidor de flujo sobre la barra guía y cuando la carga empieza a disminuir habrá que tomar la lectura y

registrarla como el valor de flujo final. La diferencia entre el valor de flujo final e inicial expresado en unidades de 0.25 mm (1/100 “) será el valor del flujo Marshall.

4.2.6.4 Análisis de Densidad y Vacíos

Después de completar las pruebas de estabilidad y flujo, se realiza el análisis de densidad y vacíos para cada serie de especímenes de prueba. Resulta conveniente determinar la gravedad específica teórica máxima (AASHTO T 209) para al menos dos contenidos de asfalto, preferentemente aquellos que estén cerca del contenido óptimo de asfalto. Un valor promedio de la gravedad específica efectiva del total del agregado se calculará de estos valores.

Utilizando la gravedad específica y la gravedad específica efectiva del total del agregado; el promedio de las gravedades específicas de las mezclas compactadas; la gravedad específica del asfalto y la gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica, se calcula el porcentaje de asfalto absorbido en peso del agregado seco, porcentaje de vacíos (V_a); porcentaje de vacíos llenados con asfalto (VFA) y el porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VMA).

4.3 DOSIFICACION DE AGREGADOS

4.3.1 DOSIFICACIÓN.

La dosificación de agregados tiene por objeto lograr una mezcla cuya gradación se encuentre dentro de los límites recomendados en una especificación determinada, se cuenta con procedimientos analíticos y gráficos; dentro de estos el método de prueba y error es el más utilizado, ya que con la ayuda de programas de computación como Excel es muy fácil elaborar tablas de cálculos y establecer una combinación de varios agregados, por su puesto se debe tener la granulometría de cada agregado a ser combinado. Estos métodos son descritos a continuación acompañados de ejemplos para hacer más fácil su comprensión.

4.3.2 METODO ANALITICO.

4.3.2.1 *Dosificación Para Dos Agregados*

La formula general básica para la combinación de agregados, sin importar el número de agregados o el método utilizado para establecer las proporciones, es la siguiente:

$$P = G \times a + F \times b + M \times c \dots \text{etc}, \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

P = es el porcentaje de material que pasa un tamiz dado para la combinación de agregados, G, F, M, etc...

G, F, M, etc...= porcentaje de material que pasa un tamiz dado para los agregados G, F, M, etc...

a, b, c, etc...= proporciones de agregados G, F, M, etc. Usadas en la combinación y cuyo total es 1.

El proceso de dosificación resulta relativamente simple cuando se trata de la mezcla de dos agregados; tal es el caso uno grueso y por consiguiente el otro fino, identificados como G y F respectivamente. Una primera aproximación se obtiene al calcular el porcentaje que se requiere del material fino (F) de forma tal que se cumpla con la media de la especificación para el tamiz No. 200.

Por lo tanto la Ecuación para dos agregados es:

$$G \times a + F \times b = P \quad \text{Ec. 2}$$

Debido a que:

$$a + b = 1 \quad \text{Ec. 3}$$

Sustituyendo y despejando b tenemos:

$$b = \frac{P - G}{F - G} \quad \text{Ec. 4}$$

También tenemos para a:

$$a = \frac{P - F}{G - F} \quad \text{Ec. 5}$$

Ejemplo 4.1

Tamiz	% Pasa							
	3/4"	1/2"	3/8"	N. 4	N. 8	N. 30	N. 100	N. 200
Especificación	100	100 / 80	90 / 70	70 / 50	50 / 35	29 / 18	16 / 8	10 / 4
Media de la Especificación	100	90	80	60	42,5	23,5	12	7
Agregado grueso G	100	87	75	58	35	17	8	2
Arena Fina F	100	100	100	100	100	80	53	40

TABLA 4.8 – Especificaciones y granulometría de los dos agregados a ser combinados.

Fuente: Guía Básica de Diseño, Control de Producción y Colocación de Mezclas Asfálticas en Caliente.

Si a = Cantidad de Material G requerido en la mezcla.

b = Cantidad del material F requerido en la mezcla.

Despejando Ec. 3 se tiene que:

$$a = 1 - b \quad \text{Ec. 6}$$

Sí: P = Media de la especificación para el tamiz designado.

G = Porcentaje que pasa el tamiz designado del material Grueso

F = Porcentaje que pasa el tamiz designado del material Fino

Se debe cumplir la Ec. 2:

$$G \times a + F \times b = P$$

Tomando el tamiz No. 200: $P = 7$, $G = 2$ y $F = 40$

Por lo tanto, utilizando la Ec. 4 tenemos:

$$b = \frac{P - G}{F - G}$$

$$b = \frac{7 - 2}{40 - 2}$$

$$b = 0.1315 \approx 0.132$$

Sustituyendo b en Ec. 6 tenemos: $a = 0.868$

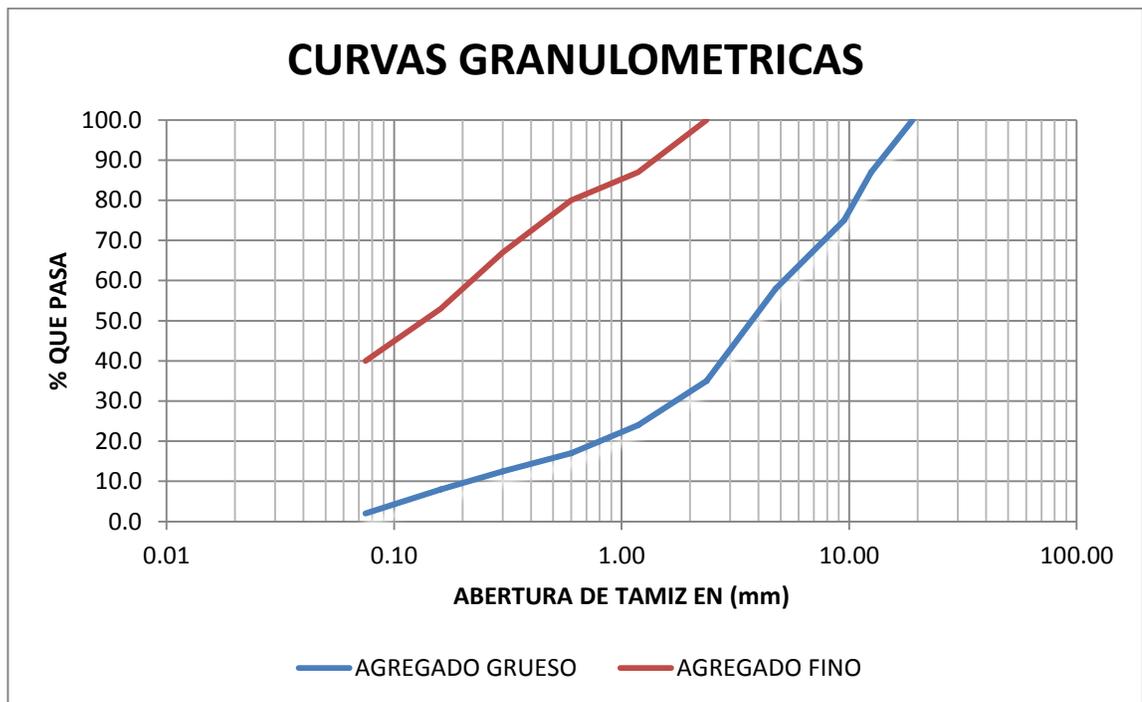


FIGURA 4.10 – Curvas granulométricas agregado Grueso y Fino.

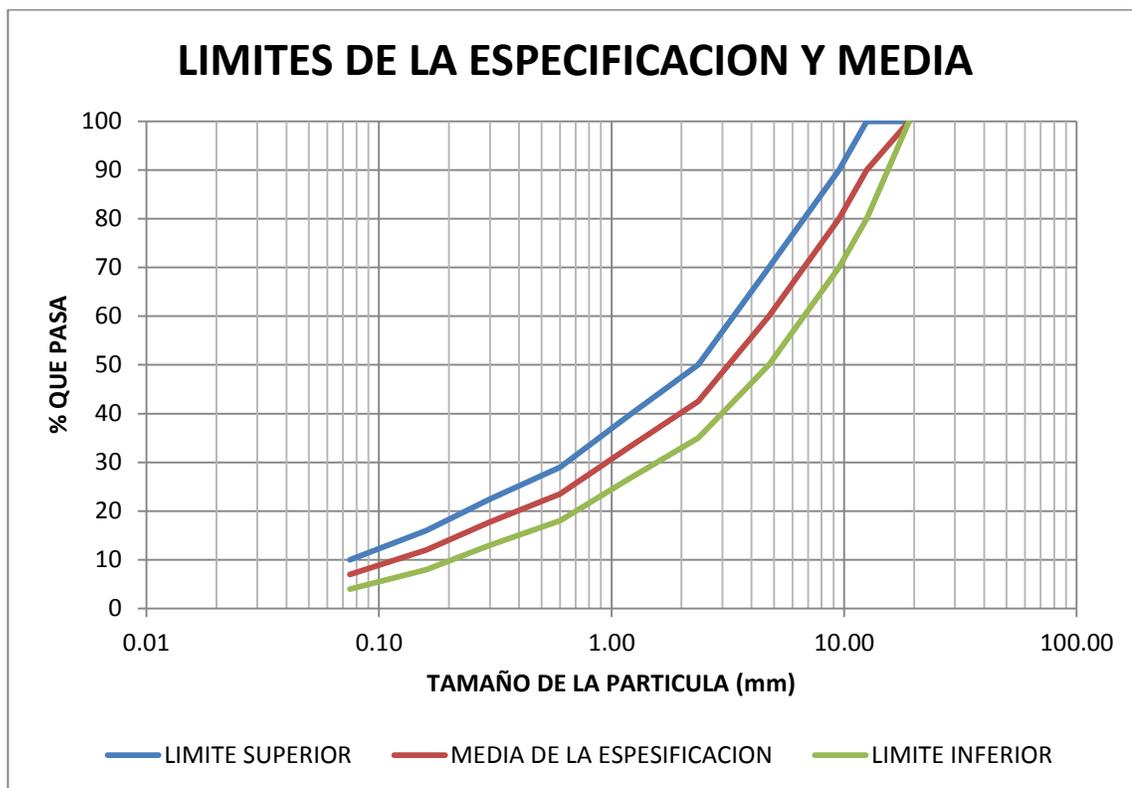


FIGURA 4.11 – Grafica de la Especificación y la Media.

La graduación final de la mezcla con estas dosificaciones será:

Tamiz	% Pasa							
	3/4"	1/2"	3/8"	N. 4	N. 8	N. 30	N. 100	N. 200
Especificación	100	100 / 80	90 / 70	70 / 50	50 / 35	29 / 18	16 / 8	10 / 4
Media de la Especificación	100	90	80	60	42.5	23.5	12	7
Agregado G 86.8%	86.8	75.5	65.1	50.3	30.4	14.8	6.9	1.7
Arena Fina F 13.2%	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	10.6	7.0	5.3
Mezcla	100	88.7	78.3	63.5	43.6	25.4	13.9	7.0

TABLA 4.9 – Especificaciones y granulometría de los dos agregados a ser combinados.
Fuente: Guía Básica de Diseño, Control de Producción y Colocación de Mezclas Asfálticas en Caliente.

Como se puede apreciar los resultados obtenidos se ajustan a los requerimientos de la especificación y por lo tanto se puede adoptar esta dosificación procediendo a graficar la mezcla Ver Grafico 4.13

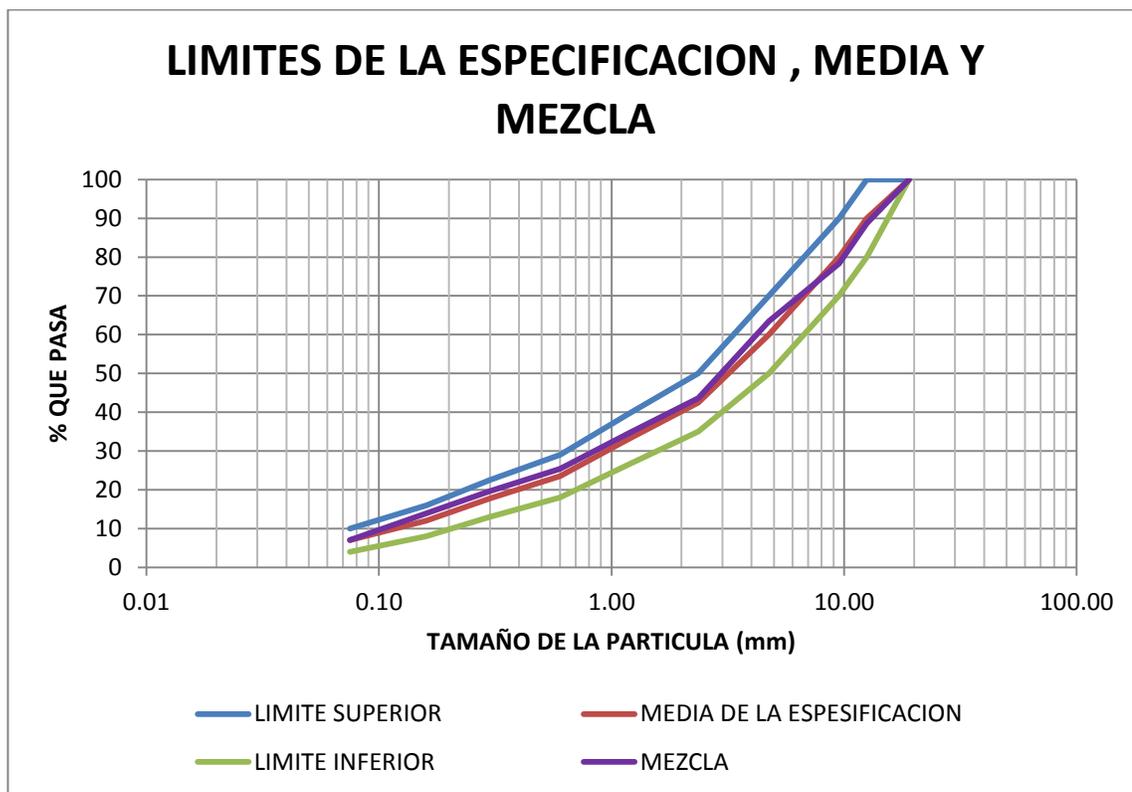


FIGURA 4.12 – Grafica de Especificación, Promedio y Mezcla

4.3.2.2 Dosificación Para Tres Agregados

Ejemplo 4.2

Se van a mezclar acopios de agregado grueso, fino y filler para cumplir con los requerimientos de gradación que se indican en la Tabla 4.10

Tamiz	% Pasa							
	3/4"	1/2"	3/8"	N. 4	N. 8	N. 30	N. 100	N. 200
Especificación	100	100 / 80	90 / 70	70 / 50	50 / 35	29 / 18	16 / 8	10 / 4
Grueso G	100	85	58	29	2.4	0.5	0.3	0.1
Fino F	100	100	100	100	95	47	23	8.8
Filler M	100	100	100	100	100	100	95	74

TABLA 4.10 – Especificaciones y granulometría de los tres agregados a ser combinados.
Fuente: Guía Básica de Diseño, Control de Producción y Colocación de Mezclas Asfálticas en Caliente.

La revisión de las gradaciones de cada uno de los materiales indica claramente una separación entre el agregado grueso y el fino a partir del tamiz N. 8, siendo la mayor proporción de la fracción inferior a este tamiz, aportada por el agregado fino.

De acuerdo con lo anterior un primer ajuste de la mezcla se puede lograr estimando las proporciones de agregado grueso y fino requeridas para obtener 42,5% de material inferior al Tamiz N. 8 (% Pasa – media de la especificación). El porcentaje (a) de agregado grueso (G) para producir la cantidad deseada que pase un tamiz específico (en este caso el tamiz N. 8) puede calcularse de manera similar al tratamiento que se dio en el **Ejemplo 4.1**. Esta expresión es aplicable únicamente a la mezcla de 2 materiales.

En este caso, nuevamente:

G = Agregado grueso que pasa el tamiz designado, en %

F = Agregado fino que pasa el tamiz designado, en %

a = Cantidad de Material G requerido en la mezcla, en %

b = Cantidad del material F requerido en la mezcla, en %

P = Valor deseado que pasa el tamiz designado, (Media de la especificación), en %



FIGURA 4.13 – Curva granulométrica agregado Grueso, Medio y Fino.

Por lo tanto, utilizando la Ec. 5 tenemos para la No. 8:

$$a = \frac{P - F}{G - F}$$

$$a = \frac{42.5 - 95.0}{2.4 - 95}$$

$$a = 0.566 \approx 0.57$$

Aplicando la Ecuación Ec. 2 para tres agregados tenemos:

$$G \times a + F \times b + M \times c = P \quad \text{Ec. 7}$$

Ampliando Ec. 3 para tres agregados tenemos:

$$a + b + c = 1 \quad \text{Ec. 8}$$

Despejando Ec. 3 obtenemos:

$$b = 1 - a - c$$

$$b = 1 - 0.566 - c$$

$$b = 0.434 - c \quad \text{Ec. 9}$$

Sustituyendo en Ec. 7, analizando el tamiz No. 200:

$$G \times 0.566 + F \times b + M \times c = P$$

$$0.1 \times 0.566 + 8.8 \times (0.434 - c) + 74 \times c = 7$$

$$c = 0.0479 \approx 0.04$$

Sustituyendo en Ec. 9:

$$b = 0.434 - c$$

$$b = 0.434 - 0.04$$

$$b = 0.394 \approx 0.39$$

La comprobación de esta dosificación se muestra en la siguiente tabla.

Como se puede apreciar los resultados obtenidos en la Tabla 4.11 se ajustan a los requerimientos de la especificación y por lo tanto se puede adoptar esta dosificación.

Tamiz	% Pasa							
	3/4"	1/2"	3/8"	N. 4	N. 8	N. 30	N. 100	N. 200
Especificación	100	100 / 80	90 / 70	70 / 50	50 / 35	29 / 18	16 / 8	10 / 4
Media de la Especificación	100	90	80	60	42.5	23.5	12	7
Agregado G 57%	57	48.4	33.1	16.5	1.4	0.3	0.2	0.1
Fino F 39%	39.0	39.0	39.0	39.0	37.1	18.3	9.0	3.4
Filler M 4%	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	3.8	3.0
Mezcla	100	91.4	76.1	59.5	42.5	22.6	13.0	6.5

TABLA 4.11 – Especificaciones y granulometría de los tres agregados a ser combinados.
Fuente: Guía Básica de Diseño, Control de Producción y Colocación de Mezclas Asfálticas en Caliente.

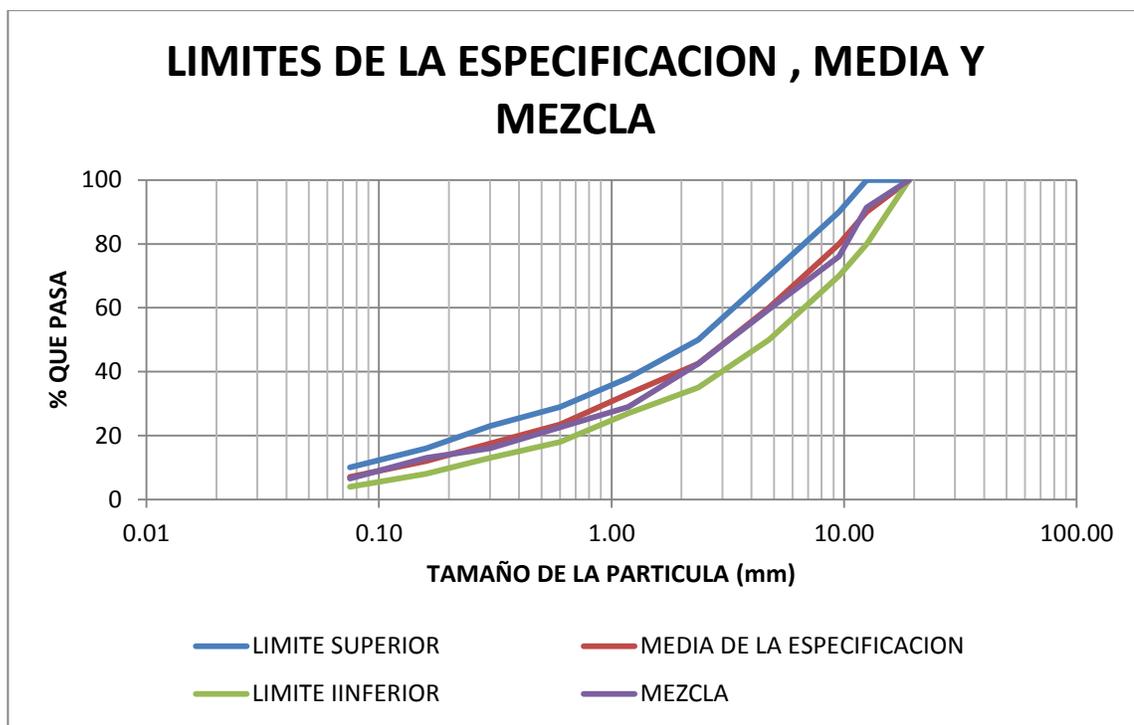


FIGURA 4.14 – Grafica de Especificación, Promedio y Mezcla.

4.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE UTILIZANDO EL METODO MARSHALL.

Una mezcla asfáltica se puede presentar según su tamaño máximo, por ejemplo mezcla de 1 pulg indica que su tamaño máximo es de una pulgada y que dicho material pasará por completo el tamiz de 1 pulg ó según su tamaño máximo nominal, que suele ser la más utilizada; por ejemplo una mezcla con designación de ½ pulg implica que su agregado tiene un tamaño máximo de ¾ pulg y todo el agregado pasará el tamiz de tres cuartos de pulgadas (ver Tabla 2.3 en el capítulo 2).

El proceso que se explica seguidamente es para diseñar una mezcla densa.

Un diseño de mezcla asfáltica en caliente es un proceso muy amplio y complementario en el cual intervienen varios factores de estudio, los cuales comprenden: primeramente

- Establecer la designación de la mezcla que se desea diseñar.
- Para nuestro caso es una Mezcla de ¾” en base al tamaño máximo nominal del agregado.
- Elección de la especificación bajo la cual se regirá la granulometría, ésta dependerá del tamaño máximo nominal. (Para nuestro caso nos regiremos por los Requerimientos de SuperPave para la granulometría de mezcla asfáltica para agregado de tamaño máximo nominal de 19mm)

- Estudio de los materiales que conformarán la mezcla, los cuales básicamente son dos:
 - a) Agregados pétreos y b) asfalto; cuando se diseña una mezcla con cemento asfáltico sin ninguna clase de aditivo, a no ser que este sea considerado para el diseño.
 - a) El estudio de los materiales pétreos comprenderá una serie de ensayos para cada tipo de agregado que se utilice (las especificaciones de la SIECA, exigen no menos de tres agregados acopiados en la planta, cada uno con granulometría distinta), los cuales se detallaron en el capítulo II referente a agregados pétreos, todos los ensayos son muy importantes, pero el que más influye a la hora de realizar el diseño es el ensayo de análisis granulométrico, ya que la granulometría que presentan las muestras de los diferentes agregados debe ser la que realmente tiene el agregado en bruto apilado en la planta, y ésta información es la que se utiliza para establecer una combinación de los diferentes agregados para que estos cumplan con una determinada especificación que está de acuerdo a la designación de la mezcla. Si el resultado del análisis granulométrico de los diferentes agregados ó tan sólo de uno de es erróneo, y no es el que realmente presenta el material en bruto apilado, este resultado influirá grandemente a la hora de realizar el diseño. Por lo general nunca se acierta en el diseño a la primera vez,

y por lo tanto, habrá que realizar correcciones las cuales se hacen en base a las dosificaciones de los agregados.

b) Por su parte también al asfalto PG se le realizan una serie de ensayos, los cuales se detallaron en el capítulo III referente a ligantes asfálticos de Superpave; un factor muy importante en el asfalto es elaborar su carta de viscosidad-temperatura, ya que de esta se obtiene la temperatura para mezclar en planta y la temperatura para compactar en campo, la carta se puede elaborar realizando el Ensayo “Práctica para Cartas Viscosidad-Temperatura de Productos de Petróleo Líquido”; por lo general, dicha carta la proporcionan las empresas distribuidoras de asfalto; pero también se puede elaborar por medio de dicho ensayo.

Una vez que se conoce que los agregados cumplen con las especificaciones correspondientes y se tiene la granulometría de cada uno, así como la carta de viscosidad-temperatura del asfalto, se le da seguimiento al proceso de diseño,

- Establecimiento de las proporciones de los diferentes tamaños de agregados que intervendrán en el diseño, realizándose una combinación teórica, siendo esta calculada por un método adecuado de combinación, como los que se abordan en la sección 4.3 o un método por tanteos; y posteriormente la comprobación granulométrica.

Para el diseño que se desarrolló, la combinación teórica de agregados se realizó por tanteos con la ayuda de una hoja de cálculo, dicho procedimiento se explica en la sección 4.4.1.

- Ya establecidas las proporciones de cada agregado y las diferentes dosificaciones de asfalto que se utilizarán se sigue el procedimiento que establece la norma AASHTO: T 245-97, para iniciar el mezclado en laboratorio considerando las temperaturas de la carta de viscosidad-temperatura del asfalto.
- Después que se elaboran las briquetas se da seguimiento a lo que es en esencia el método Marshall, el cual consiste en tres procedimientos: determinación del peso específico total; determinado según la norma AASHTO: T 166-05, medición de la estabilidad y fluencia ;según norma AASHTO: T 245-97, y análisis de la densidad y el contenido de vacíos de las briquetas (éste análisis es enfocado hacia las cuatro características de la mezcla y su influencia en el comportamiento de la mezcla compactada: Densidad, vacíos de aire, vacíos en el agregado mineral y contenido de asfalto; explicadas en la sección 4.1.4 de este capítulo).

4.4.1 PROCEDIMIENTO PARA LA COMBINACIÓN DE AGREGADOS CON GRANULOMETRIA SUPER PAVE.

Partimos de que ya se tiene la granulometría de cada una de las diferentes fracciones de tamaño de agregado que se utilizarán.

Se busca una combinación de los tres agregados que se utilizarán: Grava 3/4", Grava 3/8" y Arena, para esto se ha utilizado el programa Excel de Windows mediante la elaboración de una tabla con fórmulas para que realice dichos cálculos de la cual se obtiene los porcentajes para cada uno de los agregados antes mencionados, y considerando que el Tamaño Máximo del agregado que se tiene es de 3/4", se utilizará la especificación granulométrica que Superpave exige para ese tamaño, la cual está contemplada en la Tabla 4.12

Para calcular las combinaciones de los agregados, verificar si ésta evita la Zona restringida, y cae dentro de los Puntos de control el procedimiento es el siguiente: Se tienen las granulometrías corridas de cada uno de los agregados que conformarán la combinación, luego se procede a asignar un porcentaje a cada agregado, la sumatoria de dichos porcentajes será el 100 por ciento de los agregados; como se muestra en el siguiente ejemplo correspondiente al tanteo definitivo.

Agregado Grueso 3/4"	35 %
Agregado Medio 3/8"	20%
Arena	<u>45%</u>

100 % de la combinación granulométrica.

El porcentaje de cada agregado es multiplicado por su respectiva granulometría luego se obtiene la suma de los tres porcentajes obteniendo así el valor para cada tamiz respectivamente, se verifica si está dentro de la especificación que Superpave establece para el agregado que para nuestro caso es de 19mm. Si el valor de un tan sólo tamiz no cae dentro del rango establecido por la especificación para dicho tamiz o cae dentro de la zona restringida, la combinación granulométrica en los porcentajes de agregados no satisface la especificación, por lo que se deberá buscar otros porcentajes y así sucesivamente hasta encontrar los valores de los porcentajes para cada agregado que satisfaga las especificaciones por completo, o sea para cada tamiz en la especificación.

Mallas (mm)	Abertura a la 0.45	Máxima densidad	puntos de control		zona restringida		Limites	Desviación permisible
			Mínimo	Máximo	Mínimo	máximo		
1"	4.26	100		100				
3/4	3.76	88.4	90	100				
1/2	3.12	73.2		90				
3/8	2.75	64.7						
N°4	2.02	47.4					*	(6)
N°8	1.47	34.6	23	49	34.6	34.6	*	(6)
N°16	1.08	25.3			22.3	28.3		
N°30	0.79	18.8			16.7	20.7	*	(4)
N°50	0.58	13.7			13.7	13.7	*	(3)
N°100	0.43	10						
N°200	0.31	7.3	2	8			*	(2)
* Límite cerca de 0.1 por ciento								
() desviación permisible ± de los límites								

TABLA 4.12 – Requerimientos de Superpave para la granulometría de mezcla asfáltica para agregados de tamaño máximo nominal 19mm.

Fuente: Manual centroamericano Especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales segunda edición pagina 700-31

En la Tabla 4.13 se muestran los resultados en una hoja de cálculo, la combinación que cumple con la especificación granulométrica para 19 mm de la especificación de superpave.

MEZCLA DE AGREGADOS PETREOS					
MALLA		GRAVA 3/4	GRAVA 3/8	ARENA	MEZCLA DE AGREGADOS
NOMBRE	MM	35%	20%	45%	100%
1"	25	100	100	100	100
3/4"	19	99.7	100	100	99.91
1/2"	12.5	58.1	100	100	85.34
3/8"	9.5	14.74	99.81	100	70.12
No. 4	4.75	0.58	16.64	94.61	46.11
No. 8	2.36	0.48	7.08	65.88	31.23
No. 16	1.18	0.44	4.79	43.88	20.86
No. 30	0.6	0.42	3.68	28.9	13.89
No. 50	0.3	0.37	3.05	18.84	9.22
No. 100	0.16	0.3	2.45	11.71	5.86
No. 200	0.075	0.21	1.57	7.12	3.59

TABLA 4.13 – Cálculos de las Combinaciones Granulométricas y la Especificación Granulométrica Superpave para agregado de 19mm.

Se verifica si cada valor está dentro del rango de la especificación., recuerde que esta granulometría es teórica y habrá que comprobarla con una combinación real de agregados.

A continuación se presenta la Granulometría Superpave para el agregado de 19 mm, se observa que esta cumple con todos los requerimientos de la especificación ver figura 4.16.

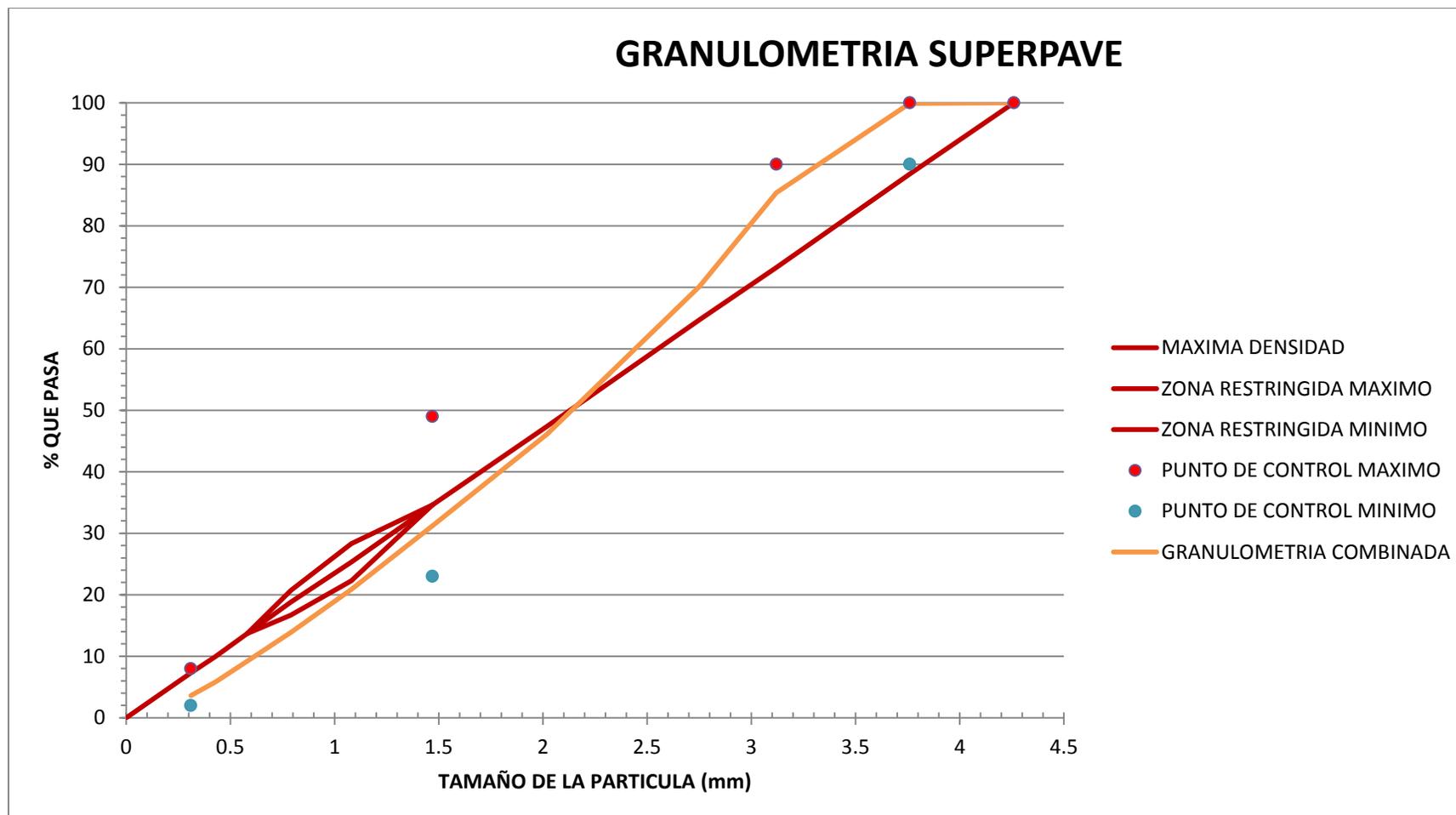


FIGURA 4.15 – Granulometría Superpave para agregado de tamaño máximo nominal de 19 mm.

4.4.1 COMPROBACIÓN GRANULOMÉTRICA

Cuando se tienen establecidos los porcentajes para cada uno de los agregados el procedimiento sigue con una comprobación granulométrica que se puede decir que es la combinación real, y es simplemente la verificación que indica que se puede reproducir la combinación teórica, dicha comprobación se realiza según el ensayo basado en AASHTO T 27 o el ensayo AASHTO: T 11-97 que es granulometría por lavado, en el cual se calculan los porcentajes que pasan para cada tamiz, se proporcionan los siguientes datos y en la Tabla 4.14 se muestra la corrección en base al error obtenido, para luego calcular los porcentajes que pasan.

Así la combinación para obtener una muestra de 2575 g que sirva para realizar el ensayo granulométrico, es de la siguiente manera:

Agregado Grueso	3/4"	35 %	= 0.35 x 2575 g	= 901.25 g
Agregado Medio	3/8"	20 %	= 0.20 x 2575 g	= 515.0 g
Arena		<u>45 %</u>	= 0.45 x 2575 g	= <u>1158.75 g</u>
		100 %		2575.0 g

Datos de granulometría

Winicial (Wi) sin lavar seco = 2,575.0 g

Winicial lavado seco = 2,422.9 g

Wpasa No. 200 = 152.1 g

Tamices	Pesos retenidos g	Corrección
3/4"	-----	-----
1/2"	345.9	345.9
3/8"	372.2	372.2
No. 4	676.5	676.5+3.8
No. 8	349.1	349.1
No. 16	258.4	258.4
No. 30	163.3	163.3
No. 50	118.7	118.7
No. 100	81.4	81.4
No. 200	53.4	53.4
Pasa No. 200	0.2 +152.1	152.3
Σ	Wf = 2571.2 g	2575.0 g

TABLA 4.14 – Corrección para Pesos.

Recuerde que para hacer la corrección granulométrica en el ensayo No. 03 se menciona un error máximo de 0.3 % al realizar una granulometría y éste debe verificarse porque si se excede debe repetirse el ensayo.

Error Máximo = 0.3 % x 2575 = 7.73 g puede existir un error de ± 7.73 g

y el que se tiene es de $2575.0 - 2571.2$ g = 3.8 g por lo tanto se puede corregir.

De otra manera es

$$\% \text{ Error obtenido} = \left(\frac{W_i - W_f}{W_i} \right) \times 100 < 0.3\%$$

$$\% \text{ Error obtenido} = \left(\frac{2575.0 - 2571.2}{2575.0} \right) \times 100 = 0.15\% < 0.3\%$$

La sumatoria al correr la granulometría es de 2505.3 g y la inicial antes del lavado era de 2571.2 g por lo tanto se tiene un error de $2575.0 - 2571.2$ g = + 3.8 g que faltan, comparando con el Error Máximo se observa que se puede corregir, por lo que se sumaran los 3.8 g al tamiz No. 4 (por lo general se suman a la mayor cantidad) con lo que se tendrá 2575.0 g; con esto se tiene la

cantidad inicial antes de lavar que es de 2575.0 g ahora se puede proceder al cálculo de la granulometría completa la cual se muestra en la Tabla 4.15 dicha granulometría se hizo sin separar la fracción gruesa de la fina de los agregados.

Malla	Peso (gr.)		% Retenido		% Acumulado que pasa
	Retenido	Retenido Ajust.	Parcial	Acumulado	
1"	0	0	0.0	0.0	100.00
3/4"	0	0	0.0	0.0	100.00
1/2"	345.9	345.9	13.4	13.4	86.57
3/8"	372.2	372.2	14.5	27.9	72.11
No 4	680.3	680.3	26.4	54.3	45.69
No 8	349.1	349.1	13.6	67.9	32.14
No 16	258.4	258.4	10.0	77.9	22.10
No 30	163.3	163.3	6.3	84.2	15.76
No 50	118.7	118.7	4.6	88.9	11.15
No 100	81.4	81.4	3.2	92.0	7.99
No 200	53.4	53.4	2.1	94.1	5.91
Pasa No 200	0.2	152.3	5.9	100.0	
Total	2422.9	2575.0			

TABLA 4.15 – Comprobación Granulométrica de la Combinación de Agregados.
Fuente: Guía Básica de Diseño, Control de Producción y Colocación de Mezclas Asfálticas en Caliente.

De la Tabla 4.15 se observa que los porcentajes acumulados que pasan para cada tamiz cumplen la especificación Superpave para agregado de $\frac{3}{4}$ ", por lo tanto la combinación granulométrica en los porcentajes establecidos de $\frac{3}{4}$ " que corresponde al agregado grueso es 35 %, $\frac{3}{8}$ " que corresponde al agregado intermedio es 20 % y arena que corresponde al agregado fino es 45 %, cumplen la especificación.

4.4.2 DOSIFICACIÓN DE AGREGADOS

El procedimiento para dosificación de agregado que se utilizará en el método de diseño que se explica en este documento es el que recomienda la norma AASHTO T 245, que es la que rige el procedimiento de elaboración de las briquetas por el Método Marshall para luego ser ensayadas para la Resistencia a la Estabilidad y Flujo, el ensayo recomienda, que los agregados se separen por tamizado seco en ciertas fracciones y recomienda los rangos. Según el tamaño máximo de los agregados (3/4") que se utilizan en el diseño, se toman las siguientes fracciones de tamaño:

- 19.0 mm a 9.5 mm (3/4 a 3/8 pulg.)
- 9.5 mm a 4.75 mm (3/8 pulg. a No. 4)
- 4.75 mm a 2.36 mm (No. 4 a No. 8)
- Pasa 2.36 mm (No. 8)

Nuestro diseño utilizará tres tamaños de agregado con sus respectivos porcentajes establecidos que son: Agregado Grueso 3/4" (35 %), Agregado Medio 3/8" (20 %) y Arena (45%); pero ahora, para poder hacer una briqueta de 1200.00 g se tienen cuatro fracciones de agregado, lo cual implica que se deben pesar cuatro cantidades, una de cada fracción para complementar una dosificación de agregado para una bachada (elaboración de una briqueta); para éstas fracciones no tenemos todavía un porcentaje establecido por lo que se procede a calcularlo de la granulometría que se obtuvo al combinar los tres

agregados que inicialmente se tienen, para dichos cálculos se utilizan los valores de la Tabla 4.15 de la Sección 4.4.1.

3/4 pulg a 3/8 pulg significa que se tiene una fracción de agregado que pasa la malla de 3/4 pulg y se retiene en la malla de 3/8 pulg, el porcentaje para las diferentes fracciones de agregados se puede calcular de dos formas:

La primera sumando los valores retenidos desde la malla de 3/4" hasta la de 3/8" los cuales son:

$$3/4" = 0, \quad 1/2" = 13.4 \text{ y } 3/8" = 14.5 \rightarrow \text{Suma} = 0 + 13.4 + 14.5 = 27.9 \%$$

La segunda forma es restando los porcentajes acumulados que pasan entre las mallas en las que se encuentra dicha fracción, por ejemplo:

$$\text{Pasa malla } 3/4" - \text{pasa malla } 3/8" = 100 - 72.1 = 27.9 \% \text{ y así sucesivamente.}$$

En la Tabla 4.16 se presentan los valores de los porcentajes de las cuatro fracciones de agregado que se utilizarán para obtener la dosificación de cada fracción de agregado.

Pasa el tamiz	Se retiene el tamiz	Operación	% de la fracción
3/4"	3/8"	100 – 72.1	27.9
3/8"	No. 4	72.1 – 45.7	26.4
No.4	No. 8	45.7 – 32.1	13.6
Pasa la malla No. 8			32.1

TABLA 4.16 – Porcentajes Calculados para Cada Fracción de Agregado.

Con los porcentajes de las cuatro fracciones de agregado se procede a calcular el posible porcentaje óptimo de asfalto con la relación propuesta por el Instituto del Asfalto.

4.4.3 ESTIMACIÓN DEL PORCENTAJE ÓPTIMO DE ASFALTO

La estimación del porcentaje óptimo de asfalto es de una gran ayuda, y se realiza utilizando la relación propuesta por el instituto del asfalto, ya que proporciona un valor de asfalto óptimo teórico y a partir de este se establecen los demás porcentajes de asfalto para el diseño.

Relación propuesta por el Instituto del Asfalto

$$P = 0.032a + 0.045b + K.c + n$$

Donde:

P = porcentaje de asfalto estimado por peso total de la mezcla

a = porcentaje de material pétreo retenido en el tamiz No. 10.

b = porcentaje de material que pasa el tamiz No. 10 y se retiene en la No. 200.

c = porcentaje de material que pasa la malla No. 200.

K = factor que depende del valor de "c", así

c	K
11 – 15	0.20
6 – 10	0.18
c < 5	0.15

n = varía según el tipo de material pétreo y su absorción, así

Tipo de Material	n
Gravas o arenas de río de baja absorción	0.55
Gravas angulosas, redondeadas, trituradas de baja absorción	0.60
Gravas angulosas o redondeadas de alta absorción y roca Triturada de absorción media.	0.70
Rocas trituradas de alta absorción	0.80

En la Figura 4.16 el color rojo son los límites superior e inferior de la especificación respectivamente, para graficarlos se utilizaron los límites de la especificación granulométrica tipo “D” y los valores de porcentaje que pasan cada tamiz tomados de la Tabla 4.15, son los de color azul, los cuales son los valores de la comprobación granulométrica.

Utilizando la Figura 4.16 de la combinación granulométrica se procede a obtener los valores de a, b y c de la siguiente manera:

$$a = 100 - (\% \text{ pasa No. 10}) = 100 - 29.3 = 70.7$$

$$b = (\% \text{ pasa No. 10}) - (\% \text{ pasa No. 200}) = 29.3 - 5.9 = 23.4$$

$$c = (\% \text{ pasa No. 200}) = 5.9$$

$$K = 0.18$$

$$n = 0.60$$

Sustituyendo en la ecuación tenemos

$$P = 0.032 (70.7) + 0.045 (23.4) + (0.18) (5.9) + 0.60$$

$$P = 2.262 + 1.053 + 1.062 + 0.60$$

$$P = 4.98 \%, \text{ se aproxima a}$$

$$P = 5.0 \% \text{ de Cemento Asfáltico}$$

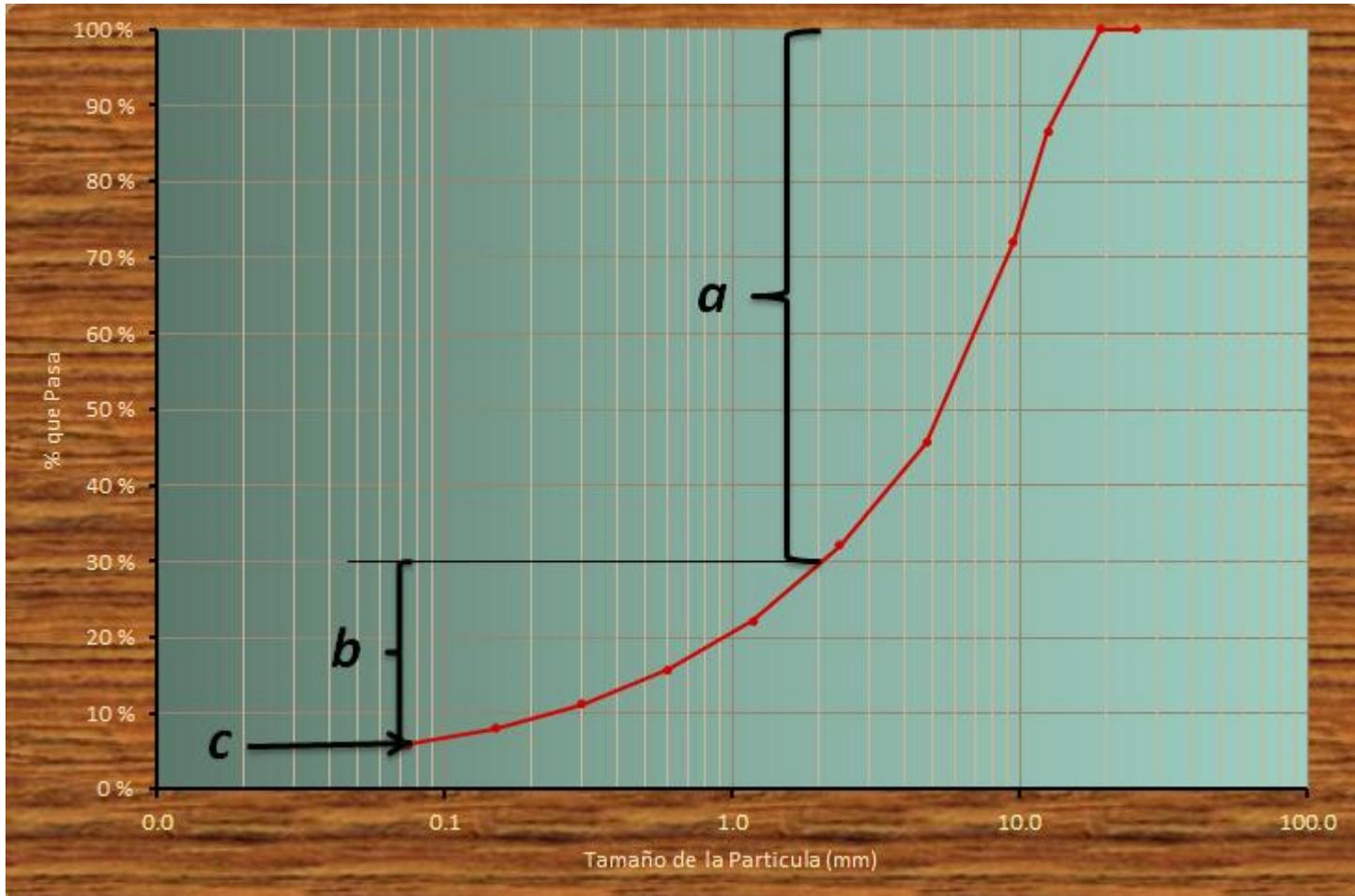


FIGURA 4.17 – Grafica granulométrica de la combinación de los tres agregados.

Los porcentajes de cemento asfáltico para cada dosificación se obtienen haciendo incrementos de 0.5% al porcentaje óptimo de cemento asfáltico, dos incrementos arriba y dos abajo de 5.0%, por lo tanto los porcentajes de cemento asfáltico a utilizar para elaborar las diferentes dosificaciones (bachadas) son:

4.0 %, 4.5 %, 5. %, 5.5 % y 6.0 %

Para cada porcentaje de cemento asfáltico se elaborarán tres briquetas como mínimo, cada briqueta tendrá un peso de aproximadamente 1,200.0 g, además, también se dosificará una o dos porciones de mezcla asfáltica de aproximadamente 2,500.0 g cada una, para gravedad específica teórica máxima, la cual se deberá dejar en condición suelta. La elección de hacer una o dos muestras para teórica máxima depende de los criterios del diseñador, ya que algunos hablan de inclusive hacer tres para tener un mejor valor promedio, ya que con dos muestras ensayadas no se tiene una certeza de que valores pueden ser tomados como los más exactos.

Una vez establecidos los porcentajes de cemento asfáltico para cada dosificación se procede a calcular los pesos de los agregados para cada una de las cuatro fracciones de agregados (ver Tabla 4.17) y el peso de asfalto, dicho proceso se explica en la sección siguiente.

4.4.4 PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR LA DOSIFICACIÓN DE AGREGADO Y ASFALTO

A continuación se ejemplifica el cálculo de los diferentes pesos de agregados para cada una de las cuatro fracciones, de acuerdo a los porcentajes establecidos en la Tabla 4.16 y el peso del asfalto para la elaboración de una briqueta y una muestra para gravedad específica teórica máxima.

4.4.4.1 Cálculo Para una Briqueta.

Para ejemplificar el cálculo se utilizará el porcentaje de 4.0 % de C.A. (Cemento Asfáltico).

$$W_{\text{briqueta}} \approx 1,200.0 \text{ g}$$

$$1,200.0 \text{ g} \rightarrow 1,200.0 \times 4.0\% = 48.0 \text{ g de C.A}$$

$$1,200.0 \times 96.0\% = 1,152.0 \text{ g de Agregado}$$

$$100.0\% \quad 1,200.0 \text{ g por peso total en la mezcla.}$$

La dosificación completa para una briqueta de 1200 gramos con 4.0 % C.A.

Wbriqueta= 1200.0 g			95.5 % Agregado = 1152 g	
Fracción de Agregado		%	Operación	Peso de Agregado (g)
Pasa	Se retiene	Fracción		
3/4"	3/8"	27.9	1152 x 0.279	321.4
3/8"	No. 4	26.4	1152 x 0.264	304.1
No. 4	No. 8	13.6	1152 x 0.136	156.7
Pasa No. 8		32.1	1152 x 0.321	369.8
Σ				1,152.0
Asfalto		4.5 %	1200 x 0.04	48.0 g de C.A
Peso de la Briqueta			Σ	1,200.0

TABLA 4.17 – Dosificación para una Briqueta de 4.0% de Asfalto.

4.4.4.2 Cálculo de una Muestra para Teórica Máxima

$W_{muestra} \approx 2,500.0 \text{ g}$

$$2,500.0 \text{ g} \rightarrow 2,500.0 \times 4.0\% = 100.0 \text{ g de C.A}$$

$$2,500.0 \times 96.0\% = 2400.0 \text{ g de Agregado}$$

100.0% 2,500.0 g por peso total en la mezcla.

La dosificación completa para una muestra de Teórica Máxima con un contenido de 4.0% C.A. se muestra en la Tabla 4.18.

Wmuestra = 2500 g		95.5 % de muestra = 2400.0 g		
Fracción de Agregado		%	Operación	Peso de Agregado (g)
Pasa	Se retiene	Fracción		
3/4"	3/8"	27.9	2400.0 x 0.279	669.6
3/8"	No. 4	26.4	2400.0 x 0.264	633.6
No. 4	No. 8	13.6	2400.0 x 0.136	326.4
Pasa No. 8		32.1	2400.0 x 0.321	770.4
Σ				2400.0
Asfalto		4.5	2500 x 0.04	100.0 g de C.A
Peso de la Briqueta			Σ	2,500.0

TABLA 4.18 – Dosificación para una muestra de Teórica Máxima con 4.0% de Cemento Asfalto.

4.4.4.3 Cálculos para las dosificaciones para Teóricas Máximas y briquetas

Los cálculos para las diferentes dosificaciones tanto de teóricas máximas como para las briquetas de acuerdo a su porcentaje respectivo de cemento asfáltico se realizan de la misma forma que los ejemplos en las secciones anteriores, a continuación se presenta en las Tablas 4.19 y 4.20 los datos calculados de todos los porcentajes de cemento asfáltico.

% C.A	% Agregado	Asfalto (g)	Agregado (g)	Fracciones de Agregado			
				3/4-3/8 27.9%	3/8-No.4 26.4%	No.4-No.8 13.6%	Pasa No.8 32.1%
4.0	96.0	100.0	2400.0	669.6	633.6	326.4	770.4
4.5	95.5	112.5	2387.5	666.1	630.3	324.7	766.4
5.0	95.0	125.0	2375.0	662.6	627.0	323.0	762.4
5.5	94.5	137.5	2362.5	659.1	623.7	321.3	758.4
6.0	94.0	150.0	2350.0	655.7	620.4	319.6	754.4

TABLA 4.19 – Dosificaciones para Teórica Máxima con un Peso Aproximado de 2500.0 g

% C.A	% Agregado	Asfalto (g)	Agregado (g)	Fracciones de Agregado			
				3/4-3/8 27.9%	3/8-No.4 26.4%	No.4-No.8 13.6%	Pasa No.8 32.1%
4	96	48	1152	321.4	304.1	156.7	369.8
4.5	95.5	54	1146	319.7	302.5	155.9	367.9
5	95	60	1140	318.1	301.0	155.0	365.9
5.5	94.5	66	1134	316.4	299.4	154.2	364.0
6	94	72	1128	314.7	297.8	153.4	362.1

TABLA 4.20 – Dosificaciones para Briquetas con un Peso Aproximado de 1200.0 g

Teniendo las cuatro fracciones de agregado según lo sugiere la norma AASHTO T 245 y sus pesos de acuerdo a sus porcentajes respectivos, procedemos a pesar cada fracción de agregado de acuerdo al porcentaje de cemento asfáltico que se utilizará en cada una de las bachadas (agregado – asfalto), tanto para briquetas como las muestras que serán utilizadas para la realización del ensayo de gravedad específica teórica máxima y extracción de asfalto, según el número que se harán de cada una de ellas. Procedimientos más detallados se explican en las guías de ensayo respectivas.

4.4.4.4 Gravedad Específica Bulk de la Combinación de Agregados

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}}$$

Donde:

G_{sb} = Gravedad Específica Bulk de la Combinación de Agregados.

P_1, P_2, \dots, P_n = Porcentaje por Peso de los Agregados.

G_1, G_2, \dots, G_n = Gravedad Específica bulk de Cada Agregado.

Las gravedades específicas de los materiales las cuales se han obtenido por medio de cada uno de los ensayos respectivos son las siguientes:

Agregado $\frac{3}{4}$ " → $G_1 = 2.554$

Agregado $\frac{3}{8}$ " → $G_2 = 2.565$

Arena → $G_3 = 2.418$

Asfalto → $G_{asf} = 1.05$

$$G_{sb} = \frac{35 + 20 + 45}{\frac{35}{2.554} + \frac{20}{2.565} + \frac{45}{2.418}} = 2.493$$

CAPITULO V
ANALISIS E INTERPRETACION DE
RESULTADOS DEL DISEÑO

5.0 ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS DEL DISEÑO

5.1 TRABAJO DE LABORATORIO PARA EL DISEÑO DE LA MEZCLA.

En la dosificación que se realizó las proporciones de agregado son: Agregado grueso $\frac{3}{4}$ " 35%, agregado intermedio $\frac{3}{8}$ " 20% y arena y filler 45%, con los porcentajes de las cuatro fracciones de la Tabla 4.16 y utilizando de acuerdo al tamaño máximo nominal de la combinación de agregados que es de $\frac{3}{4}$ pulgada, la especificación granulométrica superpave para ese tamaño máximo nominal, según Tabla 4.12. Primeramente se elaboran las briquetas, de acuerdo al procedimiento contemplado en la guía de ensayo basado en AASHTO T 245-97(2004), la cual establece que la temperatura de mezclado para cemento asfáltico es aquella que produce una viscosidad de 170 ± 20 centistoke (cSt), para el cemento asfáltico PG 64-22 que se ocupó, éste rango de viscosidades se logra con temperaturas de 150 a 155 °C (ver Figura 5.3 a); mientras que las viscosidades para compactación según AASHTO T 245-97(2004) serán de 280 ± 30 cSt, alcanzándolas en el cemento asfáltico utilizado en el rango de temperaturas de 141 a 145 °C (ver Figura 5.7 b), los cuales fueron obtenidos de la carta viscosidad-temperatura de la Figura 5.1.

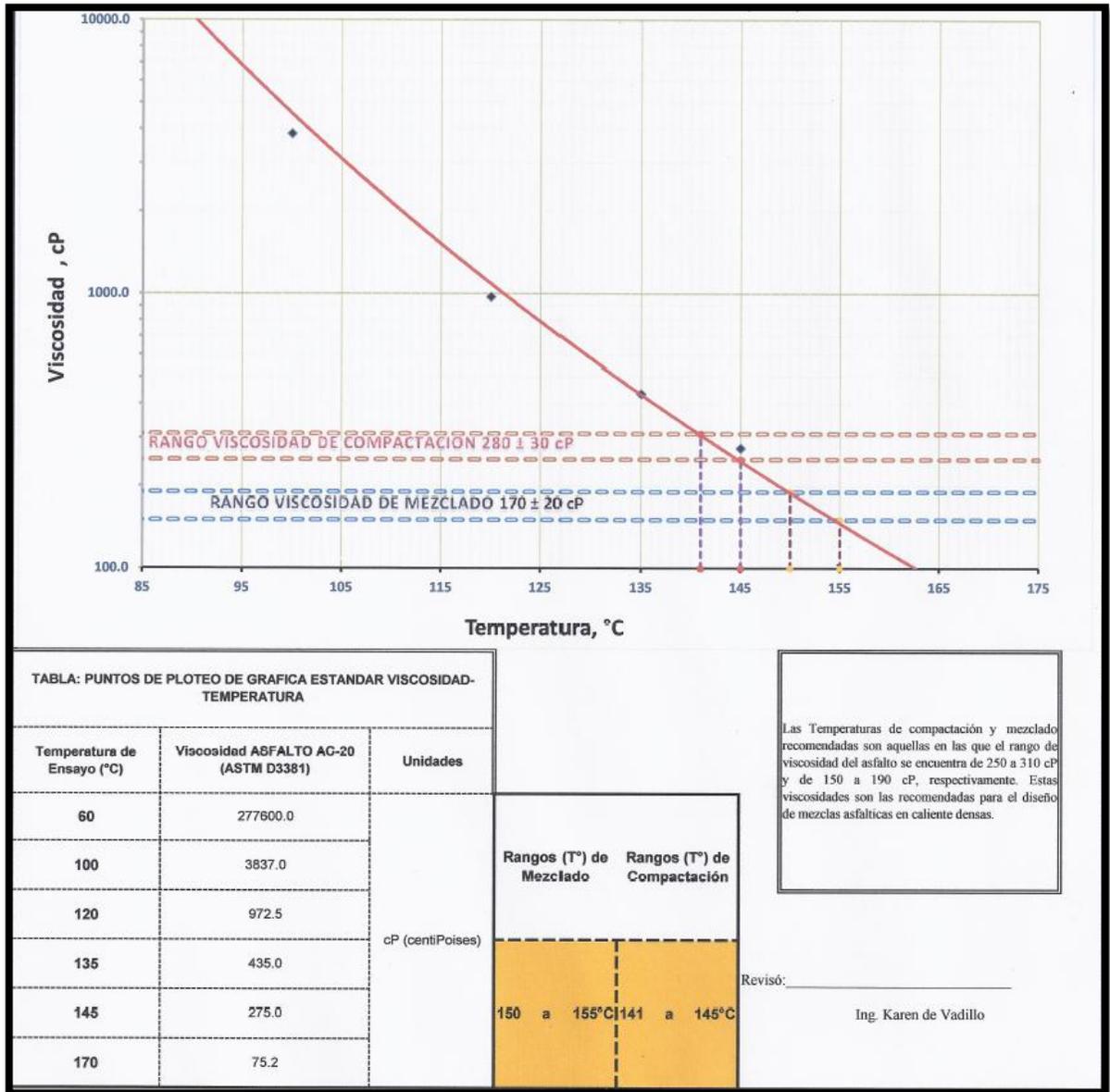


FIGURA 5.1– Curva Reológica Asfalto PG 64-22.
Fuente: Laboratorio de Asfaltos de Centro América (ASFALCA)



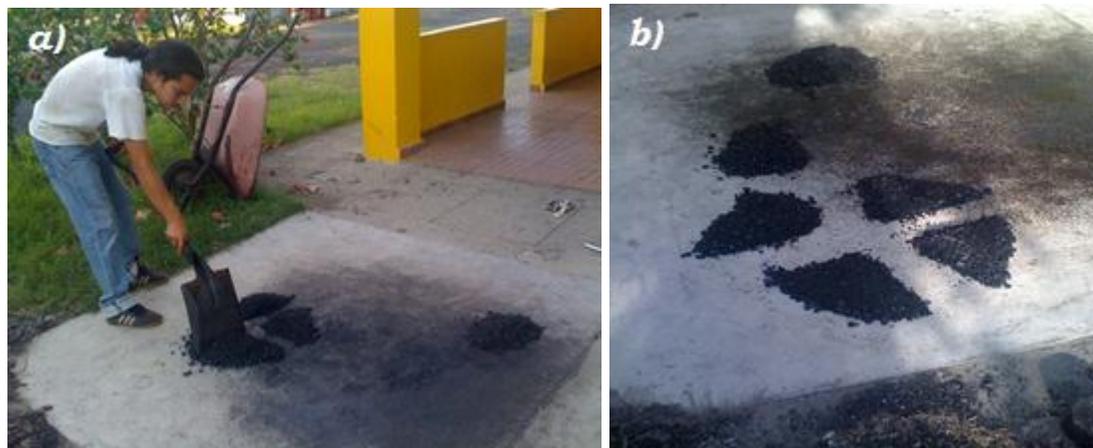
**FIGURA 5.2 – Calentamiento previo de agregados:
Mezclado de agregados durante calentamiento,
Verificación de temperatura.**

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



**FIGURA 5.3 – Elaboración de Mezcla Asfáltica:
Chequeo temperatura de asfalto 150° C para mezclado,
Mezclado de Asfalto y agregados.**

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



**FIGURA 5.4 – Cuarteo de la mezcla asfáltica:
Procedimiento de Cuarteo,
Fracciones resultantes al final del cuarteo.**

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



**FIGURA 5.5 – Calentado de equipo de compactación:
Calentamiento en cocina de martillo de compactación y espátulas,
Moldes de compactación previo a calentamiento en horno.**

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz

COMPACTACIÓN DE ESPECÍMENES:

Se limpió totalmente el molde ensamblado para cada briqueta y la superficie del martillo de compactación y se calentaron en un horno y una cocina respectivamente. Luego se colocó una pieza de papel filtro en el fondo del molde antes de introducir la mezcla. Introducimos la cantidad dosificada (bachada) completa en el molde, compactando vigorosamente con una espátula caliente 15 veces alrededor del perímetro y 10 veces en el interior. Removimos el collar y alisamos la superficie de la mezcla con una espátula para dar una forma ligeramente redondeada.

Al alcanzar la temperatura de compactación se colocó nuevamente el collar, luego colocamos una pieza de papel filtro sobre la mezcla y ya con el molde ensamblado en el sujetador de molde en el pedestal de compactación se ejerció 75 golpes con el martillo de compactación con caída libre 18 pulg (ver Figura 5.8.). Después se colocó el molde en una posición inversa para dar el mismo número de golpes de compactación a la cara del espécimen que se invirtió.



FIGURA 5.6 – Colocación de la mezcla en el molde de compactación.
 Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.7 – Verificación de temperatura de compactación:
Chequeo de temperatura previo a compactar,
Momento que la temperatura llega al valor esperado.
 Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.8 – Compactación de la mezcla Asfáltica.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.9 – Curado de briquetas.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz

Luego de elaborar las briquetas se realiza el trabajo de laboratorio comprendido en el procedimiento Marshall que comprende los siguientes ensayos, que se resumen como:

- Estabilidad y Flujo, AASHTO T 245-97 (2004)
- Gravedad Específica Teórica Máxima, AASHTO T 209 -05
- Gravedad Específica Bulk, AASHTO T 166-05

La densidad bulk debe obtenerse antes de la estabilidad, ya que éste es un ensayo destructivo, de la bulk y teórica máxima se obtiene el porcentaje de vacíos de cada bachada.

Como ensayos extras se realizaron los siguientes:

- Contenido de Asfalto de Mezcla Asfáltica en Caliente por el Método de Ignición, ASTM D 6307-05
- Análisis Granulométrico del Agregado Extraído, AASHTO T 30-93 (2003)

Los ensayos de extracción de asfalto y análisis granulométrico de agregado extraído fueron realizados solo al punto de comprobación.

Estos dos ensayos sirven para el control de mezclas asfálticas tanto en planta como en campo; pero además pueden ser utilizados durante el diseño de mezcla ya que su importancia se fundamenta en lo siguiente: sirven como ayuda extra para verificar que las dosificaciones de agregado y asfalto se cumplen en el procedimiento de diseño de mezcla en el laboratorio antes de realizar una bachada de planta, ya que entre más seguro se este que la dosificación de diseño es reproducible, da mayor confianza y certeza, para esperar una buena reproducibilidad del diseño cuando se produzca la bachada

de planta. Lo que se busca es que la planta reproduzca el diseño establecido, por lo tanto se espera que, la producción de planta se ajuste al diseño de laboratorio y no ajustar el diseño a la producción de la planta.

Además la extracción de asfalto sirve para tener una idea previa, de que se cumple la tolerancia de asfalto ($\pm 0.5\%$) respecto a una dosificación específica de cada bachada para los diferentes puntos de dosificación durante el proceso de diseño en el laboratorio, además la granulometría que se hace al agregado extraído, es útil para establecer una banda de control de agregados (especificación granulométrica).

5.1.1 GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK (AASHTO T 166-05).

Después de la compactación de las briquetas y su posterior extracción de los moldes para su respectivo curado a temperatura ambiente, se procede a realizar el ensayo de la gravedad bulk, según AASHTO T 166-05.

El procedimiento seguido fue secar los especímenes hasta masa constante (curado a temperatura ambiente). Luego se registro la peso seco de cada briqueta (ver Figura 5.10). Luego se sumergieron en un recipiente con agua a 25 °C, dejándolos saturar por lo menos 10 minutos. Al final del período de 10 minutos se removieron los especímenes y se colocaron en la canastilla sumergida previamente agitada para la eliminación de burbujas de aire, y se registro el peso sumergido de cada briqueta (ver Figura 5.11), inmediatamente al retirar la briqueta de la canastilla se seco la humedad del espécimen con una

toalla húmeda tan rápido como fue posible. Pesamos al espécimen y registramos como peso saturado superficialmente seco.



FIGURA 5.10 – Peso seco de Briqueta.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.11 – Peso sumergido de Briqueta.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz

La norma AASHTO T 166-05 establece que la diferencia máxima permitida entre dos valores de gravedad específica bulk es de 0.02, para que puedan ser promediados, aquella gravedad bulk que sobrepasa dicho valor es descartada. La Tabla 5.1 contiene los datos obtenidos de ensayo necesarios para calcular la gravedad específica bulk de cada bachada.

Porcentaje de asfalto	4.0%			4.5%			5.0%		
Número de briqueta	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Peso seco en aire, g	1202.4	1198.0	1201.1	1199.6	1193.3	1199.9	1208.0	1203.1	1203.0
Peso saturado superficialmente seco, g	1217.1	1216.4	1217.2	1215.1	1208.7	1218.4	1214.9	1209.5	1213.3
Peso sumergido, g	671.8	675.4	671.2	670.4	673.5	672.5	677.8	671.0	674.4
Grav. Específica bulk (G_{sb})	2.205	2.206	2.200	2.202	2.230	2.198	2.249	2.234	2.232
Promedio	2.204			2.210			2.239		
Porcentaje de asfalto	5.5%			6.0%					
Número de briqueta	1	2	3	1	2	3			
Peso seco en aire, g	1202.8	1209.5	1200.2	1195.9	1202.3	1196.6			
Peso saturado superficialmente seco, g	1204.4	1212.6	1202.5	1197.1	1204.3	1197.5			
Peso sumergido, g	673.8	677.3	671.8	671.9	677.1	674.2			
Grav. Específica bulk (G_{sb})	2.267	2.259	2.262	2.277	2.281	2.287			
Promedio	2.263			2.281					

TABLA 5.1 – Resumen del cálculo de la Gravedad Específica Bulk.

Ejemplo de cálculo de Gravedad Específica Bulk para el punto de 4.0 % de Asfalto.

$$G_{mb} = \frac{W_{\text{muestra}}}{W_{\text{sss}} - W_{\text{sumergido}}}$$

Briqueta	1	2	3
$W_{\text{muestra, g}}$	1202.4	1198.0	1201.1
$W_{\text{sss, g}}$	1217.1	1218.4	1217.2
$W_{\text{sumergido, g}}$	671.8	675.4	671.2

$$G_{mb1} = \frac{1202.4}{1217.1 - 671.8} = 2.205$$

$$G_{mb2} = \frac{1198.0}{1218.4 - 675.4} = 2.206$$

$$G_{mb3} = \frac{1201.1}{1217.2 - 671.2} = 2.200$$

Valor promedio

$$G_{mb} = \frac{2.205 + 2.206 + 2.200}{3} = 2.204$$

5.1.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA TEÓRICA MÁXIMA (AASHTO T 209 -05).

La gravedad específica teórica máxima (Gmm), como su nombre lo dice es la máxima densidad que puede presentar una mezcla asfáltica, ya que no considera vacíos en la muestra por estar esta en condición suelta, simplemente es la densidad de sólo las partículas de agregado recubiertas por el asfalto; es complementaria de la gravedad específica bulk, ya que con los valores de dichas gravedades se obtiene el porcentaje de vacíos (%Pa), la Tabla 5.2 es un resumen de los valores para calcular la teórica máxima.

El procedimiento realizado fue que una muestra de masa mínima de 2500 gramos secada en horno en condición suelta es colocada en un contenedor

de vacío (picnómetro, ver Figura 5.12) tarado. Se agrega suficiente agua a una temperatura de $25 \pm 0.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ($77 \pm 0.9 \text{ }^{\circ}\text{F}$) hasta sumergir completamente la muestra. Luego es le es aplicado vacío (ver Figura 5.14) por $15 \pm 2 \text{ min}$ para reducir gradualmente la presión residual en el picnómetro a $3.7 \pm 0.3 \text{ kPa}$ ($27.5 \pm 2.5 \text{ mm Hg}$), a la vez se esta aplicado agitación mediante un equipo de vibrado mecánico (ver Figura 5.13 b). Al final del período de vacío, el vacío es gradualmente liberado. El volumen de la muestra de mezcla asfáltica se obtiene llenando el picnómetro completamente de agua y pesándolo en el aire (ver Figura 5.16). En el tiempo de pesado, la temperatura es medida así como también la masa. De las mediciones de masa y volumen, la gravedad específica o densidad a $25 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ($77 \text{ }^{\circ}\text{F}$) es calculada.



FIGURA 5.12 – Picnómetro Teórica Máxima.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



**FIGURA 5.13 – Equipo teórica máxima:
Equipo para generar vacío.
Agitador Mecánico.**

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.14 – Equipo de vacío, vibrado, picnómetro y manómetro ensamblado.
Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.15 – Zona de realización ensayo teórica máxima.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.16 – Pesado en aire de Picnómetro + Agua + Mezcla.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz

Contenido de asfalto	4.0%	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%
Peso del picnómetro vacío, g	1674.7	1674.7	1674.7	1674.7	1674.7
Peso del picnómetro + agua, g	11778	11778	11778	11778	11778
Peso de la muestra en el aire, g	2571	2580	2684	2534	2508
Peso del picnómetro + muestra + agua, g	14349	14358	14462	14312	14286
Peso después del ensayo, g	13290	13291	13343	13246	13223
Grav. Esp. Máxima Teórica (G_{mm})	2.428	2.418	2.399	2.377	2.359

TABLA 5.2 – Resumen del cálculo de la Gravedad Teórica Máxima.

Ejemplo de cálculo para el punto de contenido de asfalto de 4.0%

$$G_{mm} = \frac{W_{muestra}}{W_{muestra} + W_{picnometro+agua} - W_{despuesdeensayo}}$$

$$W_{muestra} = 2571g$$

$$W_{picnometro + agua} = 11778g$$

$$W_{despues de ensayo} = 13290g$$

$$G_{mm} = \frac{2571}{2571 + 11778 - 13290} = 2.428$$

5.1.3 RESISTENCIA AL FLUJO PLÁSTICO DE MEZCLAS BITUMINOSAS UTILIZANDO EL EQUIPO MARSHALL, AASHTO T 245-97(2004).

El valor de estabilidad Marshall es una medida de la carga bajo la cual una probeta cede o falla totalmente (inmediatamente deja de registrar carga). Durante un ensayo, cuando la carga es aplicada lentamente, las quijadas (cabezales) superior e inferior del aparato se acercan, y la carga sobre la briqueta aumenta al igual que la lectura en el indicador dial. Luego se suspende la carga una vez se obtiene la carga máxima. La carga máxima indicada por el medidor es el valor de Estabilidad Marshall.

Debido a que la estabilidad Marshall indica la resistencia de una mezcla asfáltica a la deformación; sin embargo en las mezclas asfálticas no siempre se aplica que si un valor de estabilidad es bueno, entonces un valor más alto será mejor. El valor de la fluencia Marshall, medida en centésimas de pulgada, representa la deformación de la briqueta. La deformación está indicada por la disminución en el diámetro de la briqueta.

El método de ensayo según la norma AASHTO T 245-97(2004) para determinar la estabilidad y flujo procede de la manera siguiente: Los especímenes preparados con cemento asfáltico son colocados en baño de maría de 30 a 40 minutos, manteniendo la temperatura del baño de maría a 60 ± 1 °C (140 ± 1.8 °F). Pasado este tiempo se colocan los cabezales de ensayo en el baño maría unos segundos antes de iniciar el ensayo. Se remueva la briqueta del baño de maría y se coloca en la parte interna del cabezal de ensayo inferior. Colocamos el segmento superior del cabezal de ensayo sobre la briqueta, y se pone el ensamble completo en posición en la máquina de ensayo (ver Figura 5.17 a). Seguidamente se coloca el medidor de flujo que será utilizado, en la posición correcta sobre una de las barras guía y se ajusta el medidor de flujo a cero (ver Figura 5.17 b) mientras se sostiene la manga firmemente en contra del segmento superior del cabezal de ensayo (ver Figura 5.17 c).

Se aplica la carga (Ver Figura 5.18) a una razón de un movimiento constante de 50.8 mm/min (2 pulg/min) hasta que la carga máxima es alcanzada y la

carga decrece como es indicada por el dial. Las lecturas tanto del dial de estabilidad como de flujo son registradas.



FIGURA 5.17 – Colocación de briqueta antes de ensayo:
 a) Colocación en maquina de ensayo de ensamble briqueta + quijada.
 b) Ajuste medidor de flujo a cero.
 c) Manga de medidor flujo sostenida firmemente.
 Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.18 – Aplicación de carga durante el ensayo de estabilidad y flujo.
Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz

Los resultados del ensayo de estabilidad y flujo se presentan en la Tabla 5.3 y posteriormente se explica un ejemplo de cómo se calcula y corrige la estabilidad.

Los valores de la columna corrección de la Tabla 5.3 se determina en base al volumen de cada briqueta, y dichos valores se obtienen de la tabla en el **Anexo 1**.

$$F_i = 0.50632 + 4.32464(L_c) + (-0.00006)(L_c)^2$$

Briqueta	Volumen cm ³	Corrección	Flujo (mm)	Lectura estabilidad	Estabilidad (Kg)	Estabilidad corregida (Kg)
4.0%						
I	545.3	0.93	3.43	285	1229	1143
II	543.0	0.93	2.29	270	1165	1083
III	546.0	0.93	2.03	310	1337	1243
Promedio			2.58			1156
4.5%						
I	544.7	0.93	2.79	270	1165	1083
II	535.2	0.96	2.29	270	1165	1118
III	545.9	0.93	2.29	240	1035	963
Promedio			2.46			1055
5.0%						
I	537.1	0.93	2.03	310	1337	1243
II	538.5	0.93	2.29	320	1380	1283
III	538.9	0.93	2.03	320	1380	1283
Promedio			2.12			1270
5.5%						
I	530.6	0.96	2.41	330	1422	1365
II	535.3	0.96	2.41	270	1165	1118
III	530.7	0.96	2.41	330	1422	1365
Promedio			2.41			1283
6.0%						
I	525.2	0.96	2.16	280	1207	1159
II	527.2	0.96	2.16	300	1294	1242
III	523.3	0.96	2.03	290	1251	1201
Promedio			2.12			1201

TABLA 5.3 – Resumen del calculo de Estabilidad y Flujo.

La estabilidad para el punto de 4.0% se calcula con la ecuación siguiente:

Ecuación estabilidad (ver carta de calibración de equipo Anexo 4):

$$F_i = A + B(L_c) + C(L_c)^2$$

F_i: Es la fuerza de la ecuación de mejor ajuste que se aplica al equipo bajo prueba. (Kg)

Coeficientes A, B y C: **A**=0.50632, **B**=4.32464 y **C**=-0.00006

L_c: Es la lectura observada en el indicador bajo una fuerza aplicada y corregida a la temperatura de calibración, mediante la ecuación:

L_c = L_i (1+0.00027(t-t_c)) , donde:

L_i: Es la lectura observada en el indicador bajo una fuerza aplicada, a la temperatura **t** (°c) del equipo a prueba.

t_c: Es la temperatura de calibración del equipo a prueba.

- Corrección por temperatura de calibración del equipo:

Lectura Estabilidad Briqueta I: 285

$$L_{\text{corregida}\Delta T} = 285 \times (1 + 0.00027 \times 3) = 285.23$$

$$\text{Estabilidad} = 0.50632 + (4.32464 \times 285.23) + (-0.00006 \times 285.23^2) = \mathbf{1229.14 \text{ kg}}$$

- Cálculo de estabilidad corregida

Factor de Corrección

Briqueta I

El volumen de cada briqueta se obtiene de la resta del peso saturado superficialmente seco y el peso sumergido respectivo de cada briqueta en la

Tabla 5.1. En este caso para la briqueta I:

$$1217.1 - 671.8 = 545.3$$

Luego se determina el factor de corrección en la tabla del **Anexo 1**, el valor de volumen de 545.3 está entre 536 a 546 de la primera columna de dicha tabla, por lo tanto el factor de corrección en la columna 4 es de 0.93

$$Estabilidad_{corregida} = 0.93 \times 1229.14 = 1143.1 \text{Kg}$$

Lectura Estabilidad Briqueta II: 270

$$L_{corregida\Delta T} = 270 \times (1 + 0.00027 \times 3) = 270.22$$

$$Estabilidad = 0.50632 + (4.32464 \times 270.22) + (-0.00006 \times 270.22^2) = \mathbf{1164.73 \text{ kg}}$$

- Cálculo de estabilidad corregida

Factor de Corrección

Briqueta II

Volumen para la briqueta II:

$$1218.4 - 675.4 = 543.0$$

El valor de volumen de 543.0 está entre 536 a 546 por lo tanto el factor de corrección es de 0.93

$$Estabilidad_{corregida} = 0.93 \times 1165 = 1083.45 \text{Kg}$$

Lectura Estabilidad Briqueta III: 310

$$L_{corregida\Delta T} = 310 \times (1 + 0.00027 \times 3) = 310.25$$

$$Estabilidad = 0.50632 + (4.32464 \times 310.25) + (-0.00006 \times 310.25^2) = \mathbf{1336.45 \text{ kg}}$$

- Cálculo de estabilidad corregida

Factor de Corrección

Briqueta III

Volumen para la briqueta III:

$$1217.2 - 671.2 = 546.0$$

El valor de volumen de 546.0 está entre 536 a 546 por lo tanto el factor de corrección es de 0.93

$$Estabilidad_{corregida} = 0.93 \times 1337 = 1243.41 \text{Kg}$$

Estabilidad promedio, la cual se utilizará como valor de estabilidad para el punto de diseño con un contenido de 4.0% Asfalto.

$$Estabilidad = \frac{1143 + 1083 + 11243}{3} = 1156 \text{ Kg}$$

Flujo

El cálculo del flujo para cada punto con determinado porcentaje de asfalto se obtiene simplemente multiplicando la lectura de cada briqueta por el factor de 0.254 para convertirlo a milímetros, y luego se promedian los valores de las 3 briquetas.

Para el punto de 4% de Cemento asfáltico:

Briqueta I

$$\text{Lectura} = 13.5$$

$$\text{Flujo}_{\text{mm}} = 13.5 \times 0.254 = 3.43 \text{ mm}$$

Briqueta II

Lectura=9

$$\text{Flujo}_{\text{mm}} = 9 \times 0.254 = 2.29 \text{ mm}$$

Briqueta III

Lectura=8

$$\text{Flujo}_{\text{mm}} = 8 \times 0.254 = 2.03 \text{ mm}$$

$$\text{Flujo}_{\text{prom}} = \frac{3.43 + 2.29 + 2.03}{3} = 2.58 \text{ mm}$$

5.2 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO.

Después que se han realizado los ensayos Marshall en laboratorio es necesario realizar el tercer procedimiento contemplado en el método Marshall: análisis de la densidad y el contenido de vacíos en las briquetas; esto se hace mediante al análisis de los datos obtenidos de los ensayos de laboratorio, para ello se deben hacer diversos cálculos para obtener ciertos valores y posteriormente elaborar los seis gráficos con los que se podrá obtener el contenido óptimo de asfalto para el diseño. Este análisis comprende:

- Densidad
- Vacíos de aire
- Vacíos en el agregado mineral
- Vacíos llenos de asfalto

5.2.1 ANÁLISIS DE LA DENSIDAD.

La densidad de cada serie de briquetas de prueba es calculada multiplicando la Gravedad Específica Bulk por la densidad del agua a la temperatura de ensayo (25 °C), que por lo general se ocupa 1000 Kg/m³ y su formula es:

$$\text{Densidad} = G_{mb} \times 1000 \text{ Kg/m}^3$$

Donde:

G_{mb} = Gravedad Específica Bulk

Los valores de densidad para cada dosificación de asfalto han sido calculados a partir de los promedios de la gravedad específica bulk, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.4.

Contenido de asfalto	4.0%	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%
Grav. Esp. Teórica Máxima	2.428	2.418	2.399	2.377	2.359
Grav. Esp. Bulk	2.204	2.210	2.239	2.263	2.281
Densidad (Kg/m ³)	2,204	2,210	2,239	2,263	2,281
%Vacíos (P _a)	9.229	8.602	6.672	4.816	3.304

TABLA 5.4 – Resumen Gravedad Específica Bulk, Gravedad Específica Teórica Máxima y Porcentaje de Vacíos.

Ejemplo para 4.0% de cemento asfáltico

$$\text{Densidad} = 2.204 \times 1000 \text{ Kg/m}^3 = 2, 204 \text{ Kg/m}^3$$

5.2.2 ANÁLISIS DE VACÍOS DE AIRE.

El propósito del análisis es determinar el porcentaje de vacíos en la mezcla compactada, el cual en el diseño debe de estar entre 3 y 5%. Los vacíos son pequeñas bolsas de aire que se encuentran entre las partículas de agregado revestidas de asfalto. Como ya se había mencionado antes existe una relación entre la gravedad específica bulk y la teórica máxima ya que son de las cuales se obtiene el porcentaje de vacíos, la teórica máxima no contempla vacíos en la muestra; mientras que una briqueta compactada sí contiene vacíos en su interior, por lo tanto la gravedad específica bulk es menor que la teórica máxima. Para el cálculo del porcentaje de vacíos se da un ejemplo a continuación.

La formula para el porcentaje de vacíos es

$$P_a = 100 \times \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}}$$

Donde:

P_a = vacíos de aire en mezcla compactada, porcentajes del volumen total

G_{mm} = gravedad específica máxima teórica de mezclas de pavimentación

G_{mb} = gravedad específica bulk de mezclas compactadas

Se toman datos para un contenido de asfalto de 4.0 %, ver en Tabla 5.4

$$G_{mm} = 2.428$$

$$G_{mb} = 2.204$$

$$P_a = \frac{2.428 - 2.204}{2.428} \times 100\% = 9.229\%$$

5.2.3 ANÁLISIS DE VACÍOS EN EL AGREGADO MINERAL.

Los vacíos en el agregado mineral VMA están definidos por el espacio intergranular de vacíos que se encuentran entre las partículas de agregado de la mezcla para pavimentación compactada, incluye los vacíos de aire y el contenido efectivo de asfalto, y se expresa como un porcentaje del volumen total de la mezcla. Para los vacíos en agregado mineral se obtuvieron los valores mostrados en la Tabla 5.5:

Contenido de asfalto	4.0%	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%
Porcentaje de agregado	96.0%	95.5%	95.0%	94.5%	94.0%
Grav. Esp. Bulk de la briqueeta	2,204	2,210	2,239	2,263	2,281
Grav. Esp. Bulk de la combinación de agregados	2.493	2.493	2.493	2.493	2.493
%VMA	15.140	15.341	14.697	14.232	13.978

TABLA 5.5 – Resumen para el calculo de Vacíos en el Agregado Mineral (VMA).

A continuación se da un ejemplo de cálculo para el 4.0% de cemento asfáltico, j con su respectiva formula:

$$VMA = 100\% - \left(\frac{G_{mb} \times P_s}{G_{sb}} \right)$$

Donde:

VMA= vacíos en agregado mineral (porcentaje de volumen total de la mezcla)

G_{sb} = gravedad específica bulk de la combinación de agregados

G_{mb} = gravedad específica bulk de la mezcla compactada

P_s = porcentaje de agregado, por peso total en la mezcla

$P_s = 100 - 4.0 = 96.0\%$, se opera como valor (96.0).

$G_{mb} = 2.204$

$G_{sb} = 2.493$

$$VMA = 100\% - \left(\frac{2.204 \times 96.0\%}{2.493} \right) = 15.14\%$$

5.2.4 ANÁLISIS DE VACÍOS LLENOS DE ASFALTO (VFA).

Los vacíos llenos de asfalto, VFA, son el porcentaje de vacíos intergranulares entre las partículas de agregados (VMA) que se encuentran llenos de asfalto. El VMA abarca asfalto y aire, mientras que el VFA sólo el asfalto que une a los agregados (asfalto efectivo), el valor de VFA se expresa como un porcentaje. Finalmente se calculan los vacíos llenos de asfalto dándonos los resultados de la Tabla 5.6.

Contenido de asfalto	4.0%	4.5%	5.0%	5.5%	6.0%
Vacíos en agregado mineral (VMA), %	15.140	15.341	14.697	14.232	13.978
Porcentaje de vacíos (P_a), %	9.229	8.602	6.672	4.816	3.304
Vacíos llenos de asfalto (VFA), %	39.043	43.927	54.602	66.162	76.363

TABLA 5.6 – Resumen para el cálculo del Porcentaje de Vacíos llenos de Asfalto (VFA). A continuación se da un ejemplo del cálculo de los vacíos llenos de asfalto para un contenido de 4.0 % de cemento asfáltico, a continuación su respectiva formula:

$$VFA = \frac{VMA - P_a}{VMA} \times 100$$

Donde:

VFA= vacíos llenos con asfalto, porcentaje de VMA

VMA= vacíos en agregado mineral (porcentaje de volumen bula)

P_a= vacíos de aire en mezcla compactada, porcentajes del volumen total

VMA = 15.14% y P_a = 9.229%

$$VFA = \frac{15.14 - 9.229}{15.14} \times 100 = 39.043\%$$

5.3 GRÁFICOS DE RESULTADOS OBTENIDOS

Finalmente con todos los datos necesarios se procede a la elaboración de los gráficos contemplados por el método Marshall. A continuación se presenta una tabla resumen de los datos necesarios para la generación de los gráficos.

Contenido de Asfalto	Densidad (Kg/m ³)	% Vacíos	% VMA	% VFA	Estabilidad (kg)	Flujo (mm)
4.0%	2,204	9.229	15.14	39.043	1156	2.58
4.5%	2,210	8.602	15.341	43.927	1055	2.46
5.0%	2,239	6.672	14.697	54.602	1270	2.12
5.5%	2,263	4.816	14.232	66.162	1283	2.41
6.0%	2,281	3.304	13.978	76.363	1201	2.12

TABLA 5.7 – Resumen para el trazado de los gráficos del Método Marshall

Después de la realización de los ensayos y obtener sus resultados, estos son trazados en los **gráficos de las figuras 5.1 a la 5.6**, para poder entender las características particulares de cada briqueta usada en la serie.

Los valores graficados en el eje de las ordenadas (Y) son: porcentaje de vacíos, porcentaje de VMA, porcentaje de VFA, Densidad, Estabilidad y Fluencia, todos contra el valor en las abscisas (X) que son los diferentes porcentajes de asfalto.

5.3.1 OBSERVACIONES Y TENDENCIAS DE LAS GRÁFICAS DE DISEÑO.

Cuando los resultados de los ensayos se trazan en gráficas, usualmente revelan ciertas tendencias en las relaciones entre el contenido de asfalto y las propiedades de la mezcla. A continuación se enuncian ciertas tendencias que pueden observarse al estudiar las gráficas:

- El porcentaje de vacíos disminuye a medida que aumenta el contenido de asfalto.
- El porcentaje de vacíos en el agregado mineral (%VMA) generalmente disminuye hasta un valor mínimo, y luego aumenta con aumentos en el contenido de asfalto.
- El porcentaje de vacíos llenos de asfalto (%VFA) aumenta con aumentos en el contenido de asfalto.
- La curva para la densidad de la mezcla es similar a la curva de estabilidad, excepto que la densidad máxima se presenta a un contenido de asfalto ligeramente mayor que el que determina la máxima estabilidad.

- Hasta cierto punto, los valores de estabilidad aumentan a medida que el contenido de asfalto aumenta. Más allá de este punto, la estabilidad disminuye con cualquier aumento en el contenido de asfalto.
- Los valores de fluencia aumentan con aumentos en el contenido de asfalto.

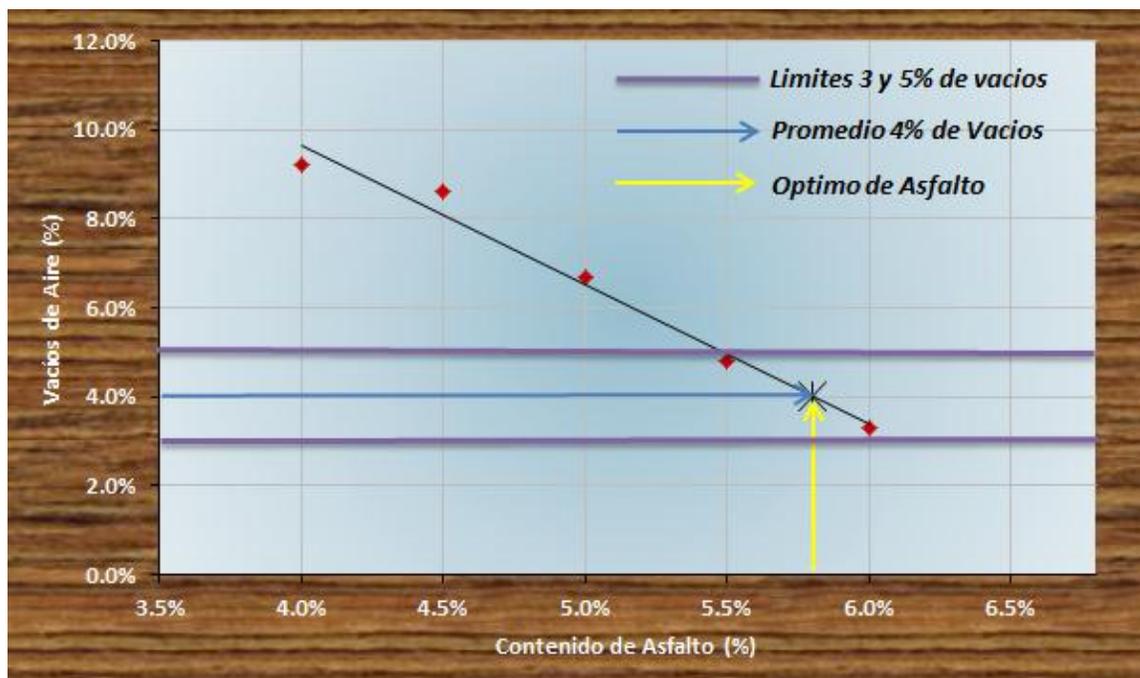


FIGURA 5.19 – Gráfico Porcentaje de vacíos - Contenido de Asfalto

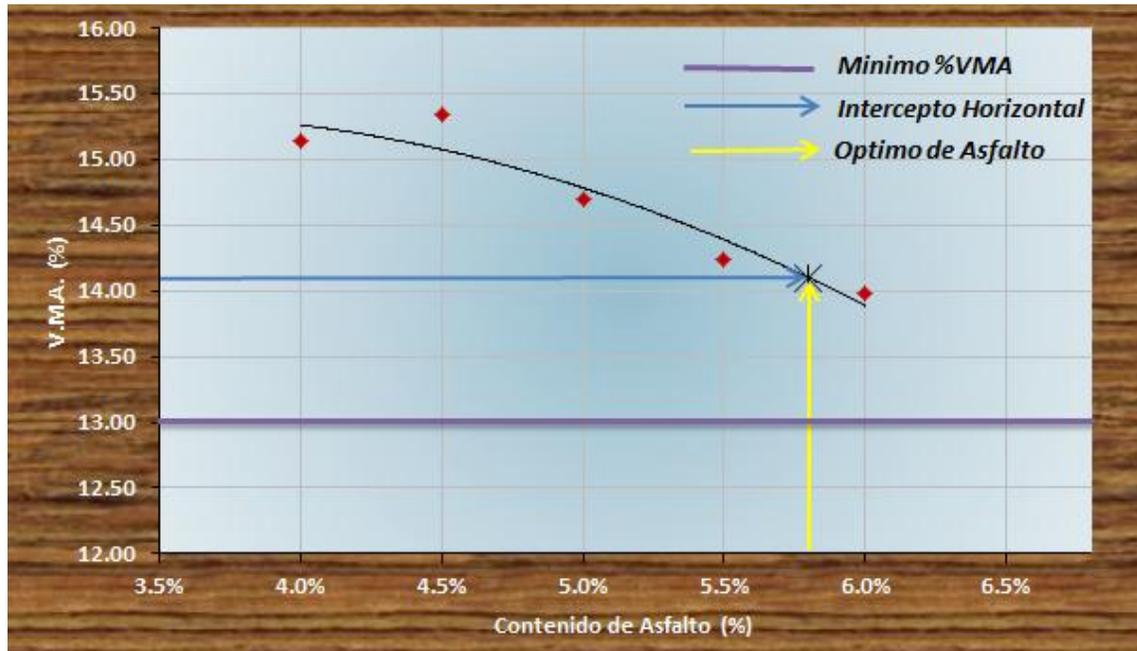


FIGURA 5.20 – Gráfico %VMA - Contenido de Asfalto

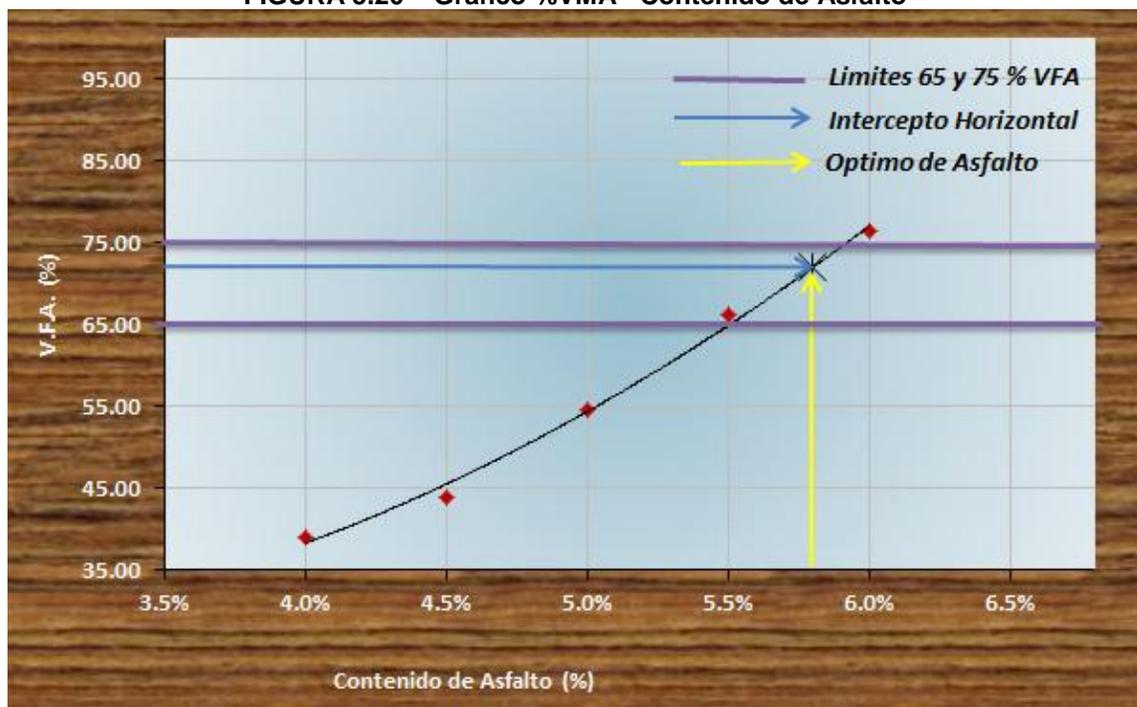


FIGURA 5.21 – Gráfico %VFA - Contenido de Asfalto

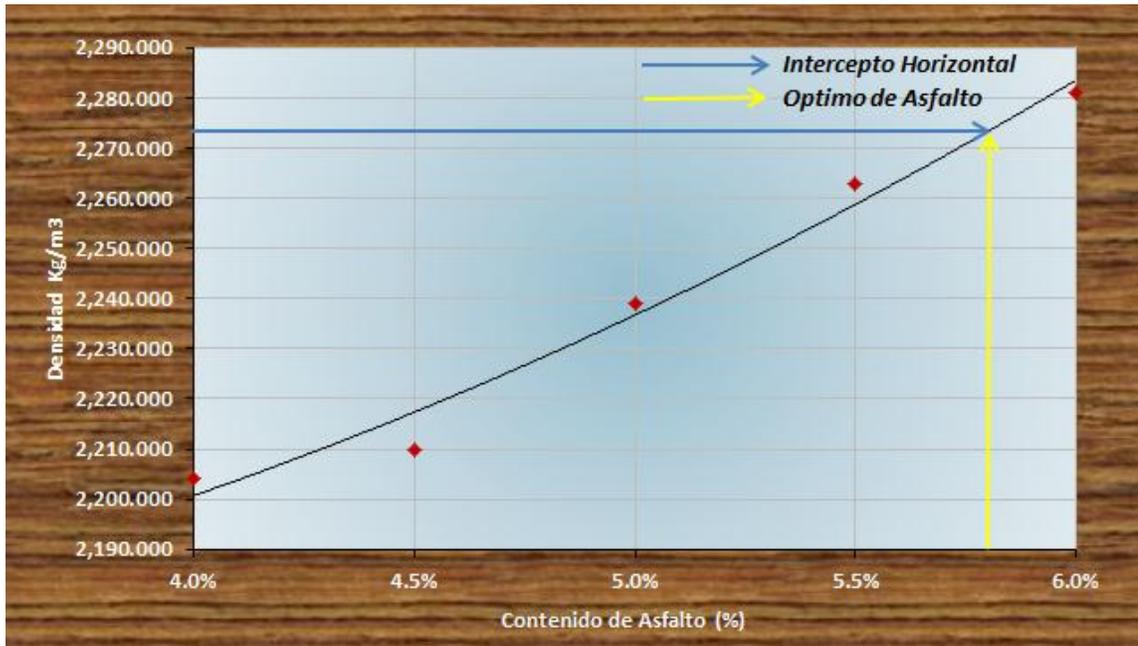


FIGURA 5.22 – Gráfico Densidad - Contenido de Asfalto

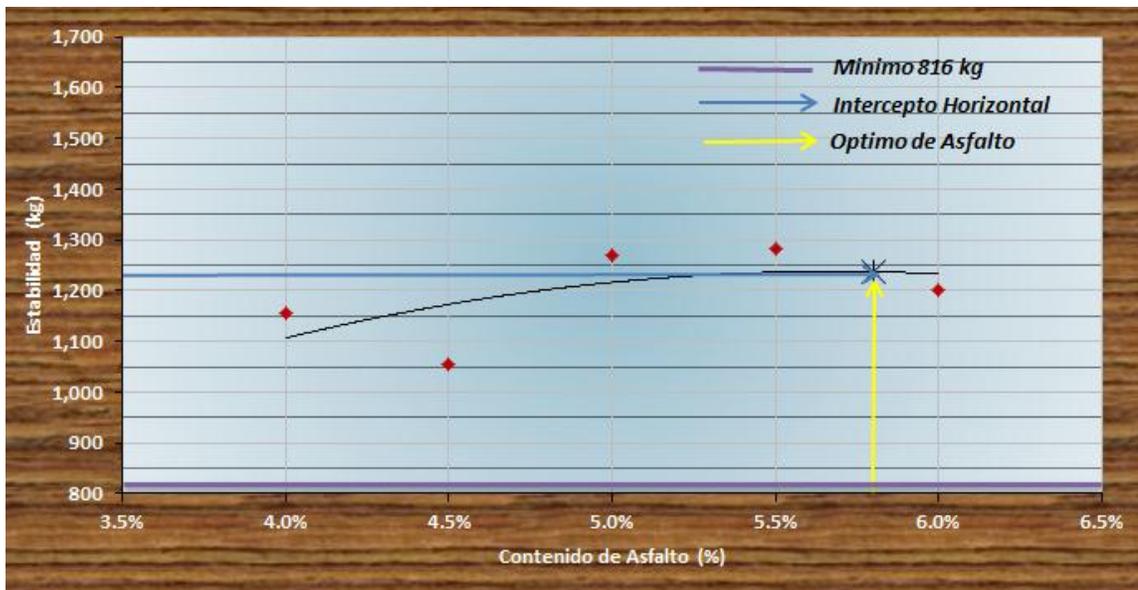


FIGURA 5.23 – Gráfico Estabilidad - Contenido de Asfalto

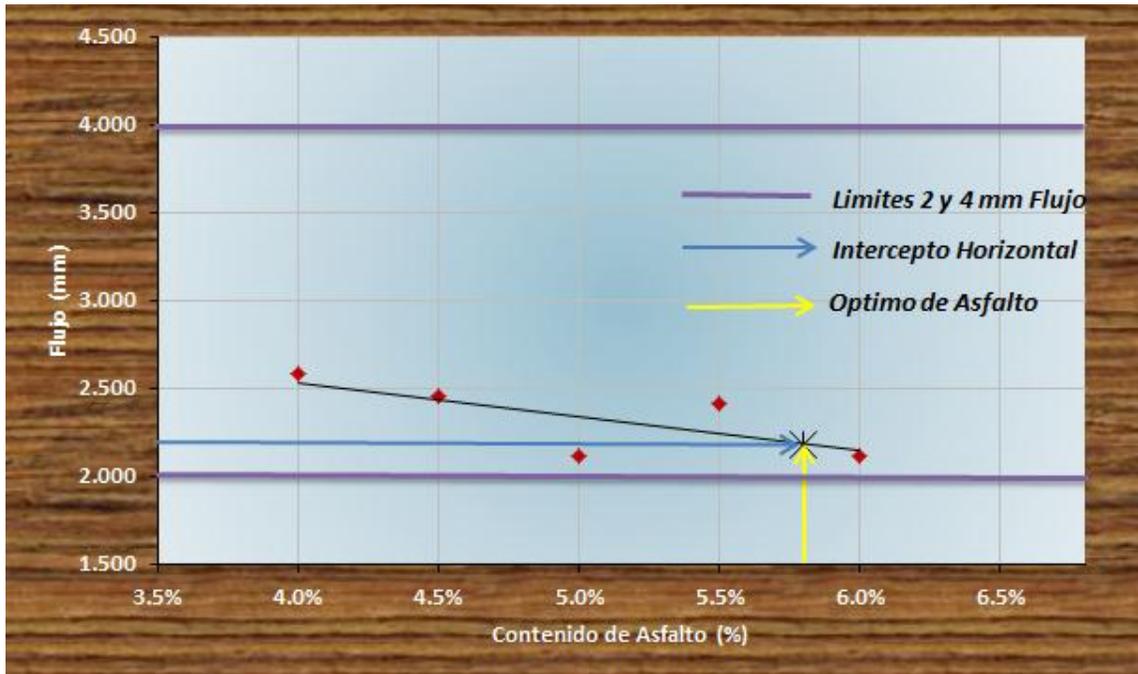


FIGURA 5.24 – Gráfico Flujo - Contenido de Asfalto

Los gráficos anteriores proporcionan los resultados de los ensayos Marshall. Cada gráfica tiene trazados los resultados de los diferentes ensayos, los valores de estos resultados están representados por los puntos de contenido de asfalto de 4.0%, 4.5%, 5.0%, 5.5% y 6.0%.

5.4 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO.

El contenido óptimo de cemento asfáltico para el diseño de mezcla se determina a partir del análisis de los resultados del gráfico de la Figura 5.19. El requisito del método Marshall para vacíos en mezclas asfálticas diseñadas en laboratorio es de 3 a 5%, para analizar las gráficas primeramente se obtiene el valor promedio de dichos vacíos que es 4% de vacíos, con este valor son

comprobadas todos los parámetros. Se traza una línea horizontal que corte el valor de 4% de vacíos en el eje de las ordenadas e intercepte la gráfica, desde este punto de intercepción se traza una línea vertical que corte el eje horizontal (abscisas) y se registra el valor de porcentaje de cemento asfáltico en dicha intersección; el valor determinado de esta forma será tomado como el contenido óptimo de cemento asfáltico. Luego, con este contenido óptimo de cemento asfáltico se evalúa todos los gráficos para encontrar todos los parámetros de control y luego compararlos con las especificaciones de diseño del método Marshall para tráfico alto, para verificar si los valores encontrados cumplen. La manera para encontrar todos los parámetros es trazando una línea vertical desde el contenido óptimo de cemento asfáltico encontrado anteriormente, hasta que esta línea intercepte la gráfica; luego a partir de esta intercepción se traza una línea horizontal que intercepte el eje vertical, de esta manera se pueden obtener cada uno de los parámetros de control que serán comparados con las especificaciones. Si se cumplen todos los criterios de las especificaciones, el contenido de cemento asfáltico encontrado con el cual se evaluaron todos los parámetros, será considerado el contenido de asfalto óptimo para el diseño de la mezcla. Con uno de los criterios que no cumpla será necesario hacer algunos ajustes o volver a rediseñar la mezcla.

Parámetros de diseño encontrados.

Del procedimiento de análisis del gráfico de la Figura 5.19, se obtuvieron los siguientes datos: para un contenido de 4% de vacíos se determinó un **5.8 %** de cemento asfáltico, luego con este contenido de cemento asfáltico se determinaron los valores de las otras propiedades:

Cemento asfáltico = **5.8 %**

Porcentaje de VMA (Gráfico 5.2) = **14.10%**

Porcentaje de VFA (Gráfico 5.3) = **71.98%**

Densidad (Gráfico 5.4) = **2273 Kg/m³**

Estabilidad (Gráfico 5.5) = **1236.97 Kg**

Fluencia (Gráfico 5.6) = **2.18 mm**

Ahora estos valores son comparados con los valores recomendados por el Instituto del Asfalto (U.S.A.) en los criterios de diseño Marshall para tráfico alto (Ver tabla **Anexo 2**); la Tabla 5.8 contiene un resumen de la comparación entre los valores obtenidos a partir de los gráficos y los establecidos en el diseño Marshall.

CRITERIOS PARA MEZCLA DEL MÉTODO MARSHALL	VALORES OBTENIDOS	TRANSITO PESADO CARPETA Y BASE	
		MINIMO	MAXIMO
Compactación, número de golpes en cada cara de la probeta	-	75	75
Estabilidad, Kg	1236.97	816	-
Flujo, mm	2.18	2	4
% de vacíos	4	3	5
% VMA	14.10	Para 4.0% de contenido de vacíos. Se toma un valor mínimo de 13% para agregado de 3/4", según tabla anexo3	
% VFA	71.98	65	75

TABLA 5.8 – Comparación de resultados obtenidos con los criterios del Método Marshall

De la Tabla 5.8 se puede observar que todos los valores cumplen con los criterios de diseño Marshall, **por lo que se concluye que esta dosificación de agregados 3/4" 35%, 3/8" 20% y arena 45%, que fue obtenida mediante la especificación de SUPERPAVE cumple.**

En un diseño de mezcla asfáltica debe de existir una dosificación apropiada tanto de agregados como de asfalto, además la película de asfalto que recubre las partículas de agregado debe de tener un espesor adecuado, no debe ser ni muy delgada porque se envejecería rápido, esto sería un valor de VFA menor a 65%, ni muy gruesa porque ocasionaría exudación de asfalto en la mezcla compactada, esto equivaldría a un valor de VFA mayor que 75%.

A continuación se muestra un cuadro resumen en la Tabla 5.9 de todos los parámetros analizados en el método de diseño Marshall.

% CEMENTO ASFÁLTICO		4.0%			4.5%			5.0%			5.5%			6.0%		
N° DE PROBETA		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
GRAVEDAD ESPECÍFICA BULK	W _{AL AIRE}	1,202.4	1,198.0	1,201.1	1,199.6	1,193.3	1,199.9	1,208.0	1,203.1	1,203.0	1,202.8	1,209.5	1,200.2	1,195.9	1,202.3	1,196.6
	W _{SSS}	1,217.1	1,218.4	1,217.2	1,215.1	1,208.7	1,218.4	1,214.9	1,209.5	1,213.3	1,204.4	1,212.6	1,202.5	1,197.1	1,204.3	1,197.5
	W _{SUMERGIDO}	671.8	675.4	671.2	670.4	673.5	672.5	677.8	671.0	674.4	673.8	677.3	671.8	671.9	677.1	674.2
	V _{PROBETA}	545.3	543.0	546.0	544.7	535.2	545.9	537.1	538.5	538.9	530.6	535.3	530.7	525.2	527.2	523.3
	DENSIDAD PROBETA	2.205	2.206	2.200	2.202	2.230	2.198	2.249	2.234	2.232	2.267	2.259	2.262	2.277	2.281	2.287
DENSIDAD MEDIA		2.204			2.210			2.239			2.263			2.281		
ESTABILIDAD	LECTURA DEL ANILLO	285	270	310	270	270	240	310	320	320	330	270	330	280	300	290
	FACTOR DE CORRECCIÓN	0.93	0.93	0.93	0.93	0.96	0.93	0.93	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
	ESTABILIDAD (KG)	1,143	1,083	1,243	1,083	1,118	963	1,243	1,283	1,283	1,365	1,118	1,365	1,159	1,242	1,201
	ESTABILIDAD PROMEDIO	1,156			1,055			1,270			1,283			1,201		
FLUJO	LECTURA DEL ANILLO	13.5	9	8	11	9	9	8	9	8	9.5	9.5	9.5	8.5	8.5	8
	FLUJO (MM)	3.43	2.29	2.03	2.79	2.29	2.29	2.03	2.29	2.03	2.41	2.41	2.41	2.16	2.16	2.03
	FLUJO PROMEDIO	2.58			2.46			2.12			2.41			2.12		
ESTABILIDAD / DEFORMACIÓN		447.8			429.6			599.8			531.7			567.2		
GRAVEDAD ESPECÍFICA TEÓRICA MÁXIMA	W _{INICIAL}	2,571.00			2,580.00			2,684.00			2,534.00			2,508.00		
	W _{PICNÓMETRO+AGUA}	11,778.00			11,778.00			11,778.00			11,778.00			11,778.00		
	W _{ANTES DEL ENSAYO}	14,349.00			14,358.00			14,462.00			14,312.00			14,286.00		
	W _{DEPUÉS DEL ENSAYO}	13,290.00			13,291.00			13,343.00			13,246.00			13,223.00		
	W _{ANTES} - W _{DEPUÉS}	1,059.00			1,067.00			1,119.00			1,066.00			1,063.00		
	G.E. TEÓRICA MÁXIMA	2.428			2.418			2.399			2.377			2.359		
ANÁLISIS DE VACÍOS	% ASFALTO	4.0%			4.5%			5.0%			5.5%			6.0%		
	W _{ASFALTO}	8.815			9.945			11.193			12.444			13.688		
	V _{ASFALTO}	8.395			9.471			10.660			11.852			13.037		
	% AGREGADOS	96.0%			95.5%			95.0%			94.5%			94.0%		
	W _{AGREGADO}	211.555			211.054			212.661			213.819			214.452		
	V _{AGREGADO}	84.860			84.659			85.303			85.768			86.022		
	V _{MEZCLA}	93.255			94.130			95.963			97.619			99.058		
	% VACÍOS	9.229%			8.602%			6.672%			4.816%			3.304%		
	V.M.A.	15.140%			15.341%			14.697%			14.232%			13.978%		
V.F.A.	39.043%			43.927%			54.602%			66.162%			76.363%			

TABLA 5.9 – Cuadro resumen diseño de mezcla asfáltica, Granulometría SUPERPAVE para agregado con tamaño máximo de

$\frac{3}{4}$ ".

5.5 PUNTO DE COMPROBACIÓN.

Para verificar los resultados obtenidos, se realizaron un proporcionamiento para el porcentaje óptimo determinado de 5.8 de cemento asfáltico. A este punto se le realizaron los ensayos de Gravedad Especifica Bulk AASHTO T-166-05, Gravedad Teórica Máxima AASHTO T209-05, Estabilidad y Flujo AASHTO T245-97 (2004), así como también se realizaron los ensayos de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D 6307-05 y Análisis Granulométrico del agregado extraído AASHTO T30-93 (2003).

El proceso de ensayo y cálculos desarrollado para los ensayos de Gravedad Especifica Bulk T-166-05, Gravedad Teórica Máxima AASHTO T209-05 y Estabilidad y Flujo T245-97 (2004) son los mismos explicados anteriormente para el 4% de Asfalto, por lo que se presenta a continuación los resultados obtenidos del punto de comprobación para estos ensayos.

N° DE PROBETA		1	2	3
Gravedad Específica BULK ASTM D2726 AASHTO T166	$W_{Al\ Aire}$	1,199.9	1,204.5	1,207.6
	W_{SSS}	1,201.5	1,206.4	1,209.2
	$W_{sumergido}$	669.9	676.9	679.8
	$V_{Probeta}$	531.6	529.5	529.4
	Densidad Probeta	2.257	2.275	2.281
	Densidad Media	2.271		
Estabilidad AASHTO T245	Lectura del Anillo	270	300	280
	F. Corrección	0.96	0.96	0.96
	Estabilidad (kg)	1,118.1	1,241.8	1,159.4
	Estabilidad (kg)	1,173		
Flujo AASHTO T245	Lectura del Anillo	8.5	8.5	8
	Flujo (mm)	2.16	2.16	2.03
	Flujo (mm)	2.12		
Gravedad Específica Teórica Máxima (ASTM D2041)	$W_{inicial\ de\ la\ muestra}$	2,529.0		
	$W_{picnómetro + agua}$	11,778.0		
	$W_{ANTES\ DEL\ ENSAYO}$	14,307.0		
	$W_{DESPUES\ DEL\ ENSAYO}$	13,240.0		
	$W_{antes} - W_{Después}$	1,067.0		
	G.E. Teórica Máx.	2.370		
Análisis de Vacíos	$W_{ASFALTO}$	13.162		
	$V_{ASFALTO}$	12.535		
	% Agregados	94.2%		
	$W_{AGREGADO}$	213.938		
	$V_{AGREGADO}$	85.816		
	V_{MEZCLA}	98.351		
	% Vacíos	4.185%		
	V.M.A.	14.184%		
	V.F.A.	70.495%		

TABLA 5.10 – Cuadro resumen diseño ensayos al punto de comprobación.

5.5.1 CONTENIDO DE ASFALTO POR MÉTODO DE IGNICIÓN ASMD 6307-05

La Finalidad de este método de ensayo es que el cemento asfáltico en la mezcla de pavimentación se incinere utilizando como equipo un horno que alcanza temperaturas sobre los 500 °C aplicable a este método particular. El contenido de asfalto se calcula por diferencia de la masa del agregado y contenido de humedad residual. El contenido de asfalto se expresa como porcentaje en masa de humedad libre de mezclas. Método A de Ensayo fue el empleado ya que es el destinado para hornos con un régimen interior, pesaje automatizado.

MÉTODO DE PRUEBA A

El aparato siguiente es necesario para el método de prueba A.

Primeramente el encendido del horno es realizado con anticipación para alcanzar una temperatura adecuada (mayor de 500 °C) para realizar el ensayo, el horno que calienta la muestra por el método de convección que es el empleado en nuestro caso o bien el método de radiación directa. El horno de convección de tipo debe tener una capacidad de temperatura mínima de 580 °C. El horno deberá tener un sistema interno de pesaje capaz de medir la masa del tamaño de las muestras de por lo menos 2500 g. La cámara del horno debe ser de tamaño suficiente para acomodar tamaños de muestra de menos al menos 2500 g. Un sistema de recolección de datos también se incluye para que

la pérdida de masa de la muestra se pueda determinar automáticamente a una precisión de 0,1 g y se muestran durante una prueba. La prueba es considerada completada cuando la diferencia entre consecutivo pérdida medida de masa no supera 0,01% de la masa de la muestra por tres veces consecutivas intervalos de 1 min.

El equipo deberá proporcionar una copia impresa de los resultados de la prueba. Un sistema capaz de reducción de las emisiones del horno a un nivel aceptable también es incorporado en el horno. El horno debe ser ventilado hacia el exterior y cuando configurado correctamente no tendrá olores perceptibles pasen al laboratorio. El horno cuenta con un ventilador con la capacidad de extraer el aire a través del horno a acelerar la prueba y para reducir la fuga de humo en el laboratorio. El horno debe estar equipado de manera que la puerta no se puede abrir durante la prueba de ignición.

Tamaño máximo nominal del Agregado, mm	Masa de la Muestra, Kg
4.75	0.5
9.5	1
12.5	1.5
19.0	2
25.0	3
37.5	4

TABLA 5.11 – Tamaño de la muestra para el ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05.



FIGURA 5.25 – Horno para el ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.26 –Ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05:
a) Colocación de muestra de mezcla asfáltica en contenedores.
b) Contenedores con la mezcla a ensaya ante de introducirse al horno.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.27 –Ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05:
 a) Contenedores con la muestra antes de ser colocada en el horno.
 b) Colocación en el horno del contenedor con la muestra.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.28 –Ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05:
 Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.29 – Copia impresa proporcionada por el horno de los resultados:
 Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz

Contenido de Asfalto ASTM D6307	$W_{\text{inicial de la muestra}}$	2,367.85
	Humedad	4.25
	WPerdido	160.15
	$W_{\text{Final de la muestra}}$	2,207.70
	% Perdido	6.78%
	FAJ	0.85%
	FAJ Compensacion por Temperatura	0.13%
	% Asfalto	5.80 %

TABLA 5.12 – Resumen de resultados ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición ASTM D6307-05.

Cálculos:

$$\% \text{ Perdido} = \frac{W_{\text{inicial}} - W_{\text{final}}}{W_{\text{inicial}}} \times 100\%$$

% Perdido: Porcentaje perdido en peso según lo registrado por el horno (antes de corrección por factor de masa de calibración y por temperatura).

W_{inicial}: Peso inicial de la mezcla antes del ensayo (gramos).

W_{final}: Peso final del agregado extraído (gramos).

$$\% \text{ Perdido} = \frac{2367.85 - 2207.70}{2367.85} \times 100 = 6.78 \%$$

Corrección por factor de masa de calibración y corrección por temperatura.

$$\% C. A. = \% \text{ perdido} - FAJ - FAJ \text{ temperatura}$$

% C. A.: Porcentaje de cemento asfáltico de la mezcla ensayada.

FAJ: Factor de ajuste por masa de calibración del horno.

FAJ temperatura: Factor de ajuste por temperatura.

$$\% C. A. = 6.78\% - 0.85\% - 0.13\% = 5.8 \% C. A.$$

5.5.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL AGREGADO EXTRAÍDO AASHTO T30-93 (2003).

Se realizó el análisis granulométrico al agregado extraído después del ensayo de extracción de asfalto por el método de ignición.

El procedimiento descrito en la norma AASHTO T30-93 (2003) señala primeramente secar la muestra $110 \pm 5^\circ\text{C}$ ($230 \pm 9^\circ\text{F}$). La muestra de ensayo,

después de ser secada y pesada, es colocada en un contenedor y cubierta con agua y se agregan una cantidad suficiente de agente humectante para asegurar una suficiente separación del material más fino que el tamiz de $75\mu\text{m}$ (No. 200) de las partículas más gruesas. El contenido del recipiente es agitado vigorosamente y el agua de lavado inmediatamente vertida sobre un arreglo de dos tamices consistentes; No. 10 o No.16) colocado sobre un tamiz de $75\mu\text{m}$ (No. 200). Se usó una espátula para agitar el agregado en el agua de lavado. La agitación fue suficientemente vigorosa para lograr la completa separación de todas las partículas más finas que el tamiz de $75\mu\text{m}$ (No. 200) de las partículas gruesas y que estas sean puestas en suspensión, para que puedan ser removidas por decantación del agua. La operación será repetida hasta que el agua de lavado salga clara.

Todo el material retenido sobre el arreglo de tamices es regresado al recipiente. El agregado lavado fue secado a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ y pesada con precisión de 0.1 gramos.

Finalmente el agregado se tamizó sobre la misma serie de tamices empleados en el análisis granulométrico individual de los agregados usados en la mezcla de agregados para el diseño (ver serie de tamices en la Tabla 5.13), así como para la misma la mezcla de agregados.

La masa de material retenido en cada tamiz es registrado así como la cantidad que pasa el tamiz de $75\mu\text{m}$ (No. 200).



FIGURA 5.30 – Extracción de contenedores con el agregado a ensayar según AASHTO T30-93 (2003), al final del ensayo de extracción de asfalto por ignición.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz



FIGURA 5.31 – Agregado extraído al final del ensayo de extracción de ligante asfáltico por ignición, y a realizarse la granulometría.

Fuente: Laboratorio Planta Asfáltica, Plantel Los Zacatillos Constructora DISA, Zacatecoluca, La Paz

Peso seco de la muestra después de extracción= 2207.70 gr.

Peso después de lavado= 2086.90 gr.

Perdida por lavado= 120.8 gr.

Malla	Peso (gr.)		% Retenido		% Acumulado que pasa
	Retenido	Retenido Ajust.	Parcial	Acumulado	
1"	0	0	0.0	0.0	100.00
3/4"	0	0	0.0	0.0	100.00
1/2"	273.3	273.3	12.4	12.4	87.62
3/8"	362.4	362.4	16.4	28.8	71.21
No 4	593.3	593.3	26.9	55.7	44.33
No 8	322.3	322.3	14.6	70.3	29.73
No 16	212.7	212.7	9.6	79.9	20.10
No 30	118.9	118.9	5.4	85.3	14.71
No 50	109.4	109.4	5.0	90.2	9.76
No 100	57.7	57.7	2.6	92.9	7.14
No 200	36.6	36.6	1.7	94.5	5.49
Pasa No 200	0.3	121.1	5.5	100.0	
Total	2086.9	2207.7			

TABLA 5.13 – Resumen de resultados ensayo de granulometría al agregado extraído según AASHTO T30-93 (2003).

Luego de realizar el análisis granulométrico se procedió a trazar la grafica SUPERPAVE (ver Figura 5.32).

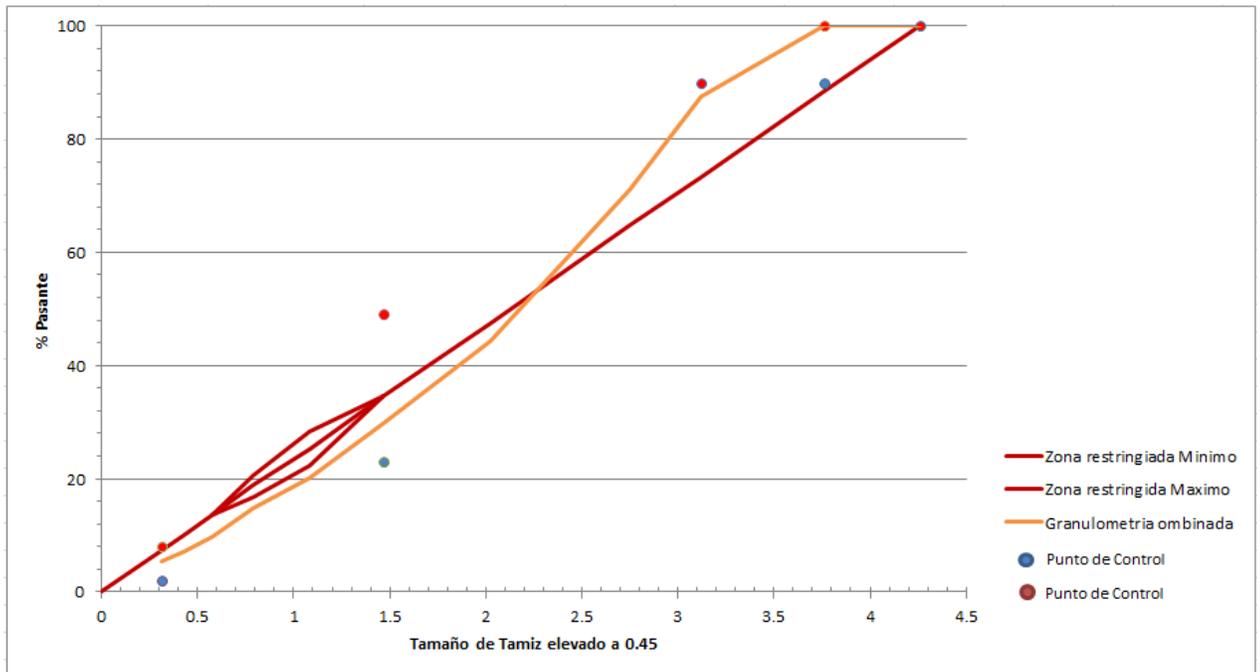


FIGURA 5.32 – Grafica de granulometría con especificación SUPERPAVE para agregado para un tamaño máximo de 3/4”.

Como podemos observar los resultados de los ensayos al punto de comprobación, este viene a corroborar los resultados obtenidos en el diseño propuesto. Los vacíos para una mezcla con el 5.8% de asfalto resultan ser de 4.185%, muy cerca de la media esperada 4%. En cuanto a los demás criterios de diseño Marshall para tráfico alto se cumplen y además están muy cercanos a los valores esperados para el punto de 5.8% de asfalto (ver Tabla 5.14).

CRITERIOS PARA MEZCLA DEL MÉTODO MARSHALL	VALORES OBTENIDOS TEORICO	TRANSITO PESADO CARPETA Y BASE		VALORES OBTENIDOS PUNTO DE COMPROBACION
		MINIMO	MAXIMO	
Compactación, numero de golpes en cada cara de la probeta	-	75	75	-
Estabilidad, Kg	1236.97	816	-	1173.00
Flujo, mm	2.18	2	4	2.12
% de vacíos	4	3	5	4.19
% VMA	14.10	Para 4.0% de contenido de vacíos. Se toma un valor mínimo de 13% para agregado de 3/4", según tabla 4.7		14.18
% VFA	71.98	65	75	70.50

TABLA 5.14 – Resumen de resultados criterios del método Marshall para trafico alto.

Además con los ensayos complementarios realizados: Extracción de Asfalto por el método de ignición (ASTM D 6307-05) y Análisis granulométrico del agregado extraído (AASHTO T30-93 2003), los cuales dejan resultados concluyentes; ya que se corroboró que la mezcla que generó los datos para el punto de comprobación en la Tabla 5.14, tenía el 5.8% de asfalto y además se verificó que la granulometría del agregado que la constituía cumple con la especificación granulométrica de SUPERPAVE para agregado de tamaño máximo de 3/4".

**CAPITULO VI
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

CONCLUSIONES

- Se estableció la proporción de agregados a utilizar mediante la especificación Superpave para agregado de tamaño máximo nominal de $\frac{3}{4}$ " , respetando las limitaciones impuestas por la misma como puntos de control y zona restringida; además de atender sugerencias como pasar con la curva de la mezcla granulométrica por bajo de la zona restringida, así llegamos a la combinación granulométrica grava $\frac{3}{4}$ " 35%, grava $\frac{3}{8}$ " 20% y arena 45%.
- Determinamos el grado del asfalto clasificación PG (Grado de Desempeño) en base al método de la temperatura del aire para la estación meteorológica de Ilopango por su cercanía al área metropolitana de San Salvador, para lo cual empleamos registros no menores de 20 años de temperaturas máximas y mínimas del país, proporcionados por el SNET de todas las estaciones meteorológicas. Se determino un grado de asfalto PG 70-10 el cual además se constato comparando los resultados para cada estación que es aplicable en la mayor parte del territorio nacional. Al final empleamos asfalto grado PG 64-22 ya que es el establecido por Alba Petroleos para el país y fue el que esta empresa nos proporciono para la investigación, pero pudimos corroborar que es

aplicable solo que con una confiabilidad del 50% para el método de selección del ligante empleado.

- Evaluando la mezcla diseñada con la combinación de agregados propuesta (grava $\frac{3}{4}$ " 35%, grava $\frac{3}{8}$ " 20% y arena 45%) y en base a los demás parámetros obtenidos de los agregados tales como granulometrías individuales y combinada, absorción y procedencia; se determino el contenido optimo teórico de asfalto el cual resultado de 5.0%.
- De acuerdo a la proporción de agregados se elaboraron las mezclas de prueba con la metodología Marshall, para evaluar los puntos con un porcentaje de ligante asfaltico de 4.0%, 4.5%, 5.0%, 5.5% y 6.0% que fueron determinados en base al contenido optimo teórico de asfalto.
- Se ensayo la mezcla compactada (briquetas) según la metodología Marshall para determinar los parámetros de estabilidad y flujo, densidad bulk; siendo esto complementado por el ensayo de teórica máxima a una mezcla suelta para el análisis de vacíos. Obteniendo así los datos necesarios para ser comparados con las especificaciones para trafico alto que establece el Instituto del Asfalto siendo el resultado final que para una mezcla con la proporción de agregados propuesta y un contenido optimo de asfalto de 5.8% se cumple con los parámetros antes

mencionados, observando además resultados satisfactorios y una apreciable disminución de la estabilidad de nuestra mezcla en relación a lo observado en el país, donde generalmente se observan estabilidades muy elevadas.

RECOMENDACIONES

- ✓ Que esta investigación sirva para que se ponga en práctica en la realidad y en nuestro medio la producción de mezclas asfálticas en caliente con granulometría SUPERPAVE y asfalto Grado de Desempeño (Performance Grade, PG), como un primer paso que de nuestro país hacia la implementación por completo del método SUPERPAVE; mientras se supera el impase del equipo de laboratorio necesario para los ensayos del método.

- ✓ Darle continuidad a este trabajo de investigación con la realización de tramos de prueba; para evaluar el desempeño que tendría las mezclas asfálticas diseñadas en el presente trabajo, y así ver su comportamiento frente a las inclemencias las cargas del tránsito y del medio ambiente.

BIBLIOGRAFIA

- Asphalt Institute, Strategic Highway Research Program, Pan American Institute of Highways. Antecedentes del Diseño y Análisis de Mezclas Asfálticas de Superpave.
- Asphalt Institute, Strategic Highway Research Program, Pan American Institute of Highways. Antecedentes de los Metodos de Ensayo de Ligantes Asfálticos de Superpave.
- Instituto del Asfalto. Principios de Construcción de pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente (MS-22).
- Guía Básica de Diseño, Control de Producción y Colocación de Mezclas Asfálticas en Caliente.
- Horacio Delgado Alamilla et al. Influencia de la Granulometría en las Propiedades Volumétricas de la Mezcla Asfáltica
- Fuente: Superpave Gradation Requirements, www.pavementinteractive.com
- Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales, Secretaria de Integración Económica Centroamericana.
- Manual de Laboratorio para IDP-115
- Strategic Highway Research Program SHRP A-369, 1994.

ANEXOS

ANEXO 1: RAZÓN DE CORRELACIÓN ESTABILIDAD

Volumen de Especimen, cm ³	Espesor Aproximado de Especimen, pulg.	mm	Razón de correlación
200 a 213	1	25.4	5.56
214 a 225	1 1/16	27.0	5.00
226 a 237	1 1/8	28.6	4.55
238 a 250	1 3/16	30.2	4.17
251 a 264	1 ¼	31.8	3.85
265 a 276	1 5/16	33.3	3.57
277 a 289	1 3/8	34.9	3.33
290 a 301	1 7/16	36.5	3.03
302 a 316	1 ½	38.1	2.78
317 a 328	1 9/16	39.7	2.50
329 a 340	1 5/8	41.3	2.27
341 a 353	1 11/16	42.9	2.08
354 a 367	1 ¾	44.4	1.92
368 a 379	1 13/16	46.0	1.79
380 a 392	1 7/8	47.6	1.67
393 a 405	1 15/16	49.2	1.56
406 a 420	2	50.8	1.47
421 a 431	2 1/16	52.4	1.39
432 a 443	2 1/8	54.0	1.32
444 a 456	2 3/16	55.6	1.25
457 a 470	2 ¼	57.2	1.19
471 a 482	2 5/16	58.7	1.14
483 a 495	2 3/8	60.3	1.09
496 a 508	2 7/16	61.9	1.04
509 a 522	2 ½	63.5	1.00
523 a 535	2 9/16	65.1	0.96
536 a 546	2 5/8	66.7	0.93
547 a 559	2 11/16	68.3	0.89
560 a 573	2 ¾	69.9	0.86
574 a 585	2 13/16	71.4	0.83
586 a 598	2 7/8	73.0	0.81
599 a 610	2 15/16	74.6	0.78
611 a 625	3	76.2	0.76

ANEXO 2: CRITERIOS DEL INSTITUTO DEL ASFALTO PARA EL DISEÑO MARSHALL

CRITERIOS PARA MEZCLA DEL MÉTODO MARSHALL	TRANSITO LIVIANO CARPETA Y BASE		TRANSITO MEDIANO CARPETA Y BASE		TRANSITO PESADO CARPETA Y BASE	
	MINIMO	MAXIMO	MINIMO	MAXIMO	MINIMO	MAXIMO
Compactación, numero de golpes en cada cara de la probeta	35	35	50	50	75	75
Estabilidad N(lb)	336 (750)	-	5358 (1200)	-	8006 (1800)	-
Flujo, 0.25mm (0.01pulg)	8	18	8	16	8	14
% de vacíos	3	5	3	5	3	5
% VMA	Ver Anexo 3					
% VFA	70	80	65	78	65	75

ANEXO 3: PORCENTAJE MÍNIMO DE VMA

TAMAÑO MÁXIMO EN MM PORCENTAJE		VMA MÍNIMO, POR CIENTO		
		Vacíos de Diseño, por ciento ³		
mm	pulg	3.0	4.0	5.0
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.5	3/8	14.0	15.0	16.0
12.5	½	13.0	14.0	15.0
19.0	¾	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50.0	2.0	9.5	10.5	11.5
63.0	2.5	9.0	10.0	11.0

ANEXO 4: CARTA CALIBRACIÓN DE EQUIPO ESTABILIDAD Y

FLUJO.



Instituto Mexicano del
Cemento y del Concreto, A. C.

Oficinas
Insurgentes Sur No. 1846, Col. Florida
Del. Álvaro Obregón
C.P. 01030, México, D.F.
Tels. (0155) 5322-5740, 5662-0606
Fax (0155) 5322-5742

Laboratorio
Constitución No. 50, Col. Escandón
Del. Miguel Hidalgo
C.P. 11800, México, D.F.
Tels. (0155) 5276-7200
Fax (0155) 5276-7210

imcyc@mail.imcyc.com www.imcyc.com

CERTIFICADO DE CALIBRACION DE MAQUINAS DE ENSAYO										
Orden de Trabajo No. 132					Certificado Técnico No. F028/2012					
Cliente DISA CONSTRUCTORA					Intervalo de calibración 3,36 kN a 33,54 kN (80 Div a 800 Div)					
					Alcance de medición 44,48 kN (10 000 lb)					
Fuerza Aplicada	Lectura	Error	Incertidumbre	Incertidumbre	Incertidumbre	Incertidumbre	Incertidumbre	Incertidumbre	Incertidumbre	Incertidumbre
kN	kg	Residual	Patrón (k=1)	ec. de ajuste	Repetibilidad	Reproducibilidad	Resolución	de Cero	de Cero	expandida
		% lectura	% lectura	% lectura(k=1)	% lectura(k=1)	% lectura(k=1)	% lectura(k=1)	% lectura(k=1)	% lectura(k=1)	% lectura(k=2)
0,00	0	0,0								
3,36	343	80,0	0,97	± 0,067	± 1,4	± 0,27	± 0,21	± 0,18	± 0,00	± 3,0
6,81	694	160,0	-0,53	± 0,052	± 0,71	± 0,11	± 0,028	± 0,090	± 0,00	± 1,5
10,20	1 040	240,0	-0,51	± 0,17	± 0,49	± 0,29	± 0,096	± 0,060	± 0,00	± 1,2
13,45	1 372	320,0	0,44	± 0,17	± 0,38	± 0,22	± 0,073	± 0,045	± 0,00	± 0,95
16,84	1 717	400,0	0,18	± 0,17	± 0,29	± 0,20	± 0,066	± 0,036	± 0,00	± 0,79
20,25	2 065	480,0	-0,18	± 0,17	± 0,24	± 0,055	± 0,066	± 0,030	± 0,00	± 0,62
23,59	2 406	560,0	-0,14	± 0,17	± 0,21	± 0,12	± 0,057	± 0,026	± 0,00	± 0,60
26,85	2 738	640,0	0,16	± 0,17	± 0,18	± 0,15	± 0,036	± 0,023	± 0,00	± 0,59
30,21	3 080	720,0	0,02	± 0,049	± 0,16	± 0,20	± 0,088	± 0,020	± 0,00	± 0,56
33,54	3 420	800,0	-0,04	± 0,049	± 0,14	± 0,28	± 0,058	± 0,018	± 0,00	± 0,65

NOTA 2 : La Incertidumbre fue estimada según la Guía para la Expresión de la Incertidumbre en las Mediciones y es el resultado de la combinación de las diferentes fuentes de incertidumbre que afectan la medición y obtenida para un factor de cobertura k = 2

Ecuación de mejor ajuste para el equipo bajo Prueba

(1) $F_i = A + B(L_c) + C(L_c)^2$

Coefficientes	A	B	C
kg	0,506 32	4,324 64	-0,000 06

Factor de equivalencia
1 N = 0,101 971 kg = 0,224 8 lb
1 kN = 101,971 kg = 224,8 lb

Donde:
F_i es la fuerza de la ecuación de mejor ajuste que se aplica al equipo bajo prueba, en kg
L_c es la lectura observada en el indicador bajo una fuerza aplicada y corregida a la temperatura de calibración y calculada por medio de la siguiente ecuación, en las unidades del indicador del equipo bajo prueba: * L_c = L/[1 + 0,000 27 (t - t_c)]
L_i es la lectura observada en el indicador bajo una fuerza aplicada, a la temperatura t (°C) del equipo a prueba
t_c es la temperatura en el momento de la calibración del equipo a prueba, la cual fué: 29 °C

Observaciones (1) La ecuación de mejor ajuste solo es valida para toma de lecturas en forma ascendente.
* Esta ecuación deberá usarse solo si el dispositivo elástico no es autocompensado por temperatura.

Estas mediciones son trazables a los patrones nacionales mantenidos por el CENAM.

Referencias ASTM-E4-07 ISO-7500-1-2004

Calibró: Marcial González Cabrera Aprobó: Ing. Vicente Gómez Bazarés Fecha de Calibración: 2012-01-19

I. M. C. Y. C.
INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO
Y DEL CONCRETO, A. C.
CONSTITUCION No. 50 COL. ESCANDON
11800 MEXICO, D. F.