



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERIA CIVIL-CONSTRUCCIÓN

**Diseño y Construcción de Pavimentos Flexibles Aplicando
Geomallas de Polipropileno como Sistema de Reforzamiento
Estructural.**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. JOSÉ MANUEL LIZÁRRAGA LÓPEZ

TUTOR PRINCIPAL:

**FACULTAD DE INGENIERIA-UNAM
M.I. MARCO TULIO MENDOZA ROSAS**

CD. UNIVERSITARIA, MÉXICO, DF. OCTUBRE DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO

Cargo	Grado/Nombre	Entidad de Adscripción
Presidente	Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez	Facultad de Ingeniería
Secretario	M.I. Luis Candela Ramírez	Facultad de Ingeniería
Vocal	M.I. Marco Tulio Mendoza Rosas	Facultad de Ingeniería
1° Suplente	M.I. Jesús Antonio Esteva Medina	Facultad de Ingeniería
2° Suplente	M.I. Carlos Narcia Morales	Facultad de Ingeniería

CD. UNIVERSITARIA, MÉXICO, DF. OCTUBRE DE 2013

DIRECTOR DE TESIS

M.I. MARCO TULIO MENDOZA ROSAS

FIRMA

Agradecimientos

M.I. Marco Tulio Mendoza Rosas

Le agradezco plenamente por haberme brindado su amistad y su confianza para realizar bajo su dirección este trabajo de tesis y de igual forma le expreso mi agradecimiento por la disposición, la entrega y el profesionalismo mostrado en cada sesión de tutoría para llevar a cabo esta tesis de fin de máster.

A todos mis profesores de maestría

Gracias por compartir lo mejor de ustedes ya que son parte esencial de este logro y de la formación académica, personal y profesional de cada capital humano que se forma en las aulas, asimismo le expreso mi pleno reconocimiento por su constante apoyo, confianza y asesoría que brindan a los futuros ingenieros del país. **Les reitero nuevamente mi agradecimiento y mi total respeto a cada uno de ellos que fuesen partícipes en mi formación durante el máster.**

En hora buena les dejo un pensamiento que ciertamente me gustaría compartir: “Educar a un estudiante no es hacerle aprender algo que no sabía, sino hacer de él alguien que no existía”. **John Ruskin**

A la UNAM

Mi agradecimiento total a nuestra alma mater por recalcar valores éticos de identidad, respeto, tolerancia, superación y de servicio a los estudiantes universitarios que se forjan en sus aulas de ciudad universitaria. Así como también, mi pleno reconocimiento personal a la DICyG por aceptarme y brindarme la oportunidad de recibir educación de posgrado en ingeniería civil en el área de construcción recibiendo siempre muestras de solidaridad, de constante apoyo y reconocimiento durante el máster.

Dr. Ing. Juan Gallego Medina

De antemano me gustaría expresar mi total agradecimiento y mi respeto por confiar en mi proyecto de fin de máster, además por las atenciones prestadas en todo momento, por compartir su tiempo, conocimiento y experiencia profesional para consolidar mi tesis durante mi estancia de investigación llevada a cabo en el laboratorio de caminos de la E.T.S de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Agradecimiento a CONACYT

Yo José Manuel Lizárraga López le expreso mi infinito agradecimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por haberme otorgado una beca nacional con número de registro: 420995, para mis estudios de Posgrado de Maestría en Ingeniería Civil en el área de construcción.

De igual forma le expreso mi reconocimiento a este organismo por haber fungido el rol de un segundo padre durante mis estudios de posgrado debido a la manutención que me brindaron para continuar con mi preparación académica y profesional.

Asimismo, le reitero mi plena gratitud por creer y apostar en los jóvenes que aspiran a seguir estudiando un programa de posgrado para los que no tenemos la posibilidad económica de continuar con nuestra formación académica pero que gracias a la beca otorgada hacen que ningún soñador sea demasiado pequeño y ningún sueño sea demasiado grande. Por eso y más, les expreso mi pleno agradecimiento.

Muchas Gracias!

Dedicatorias

A dios

Al terminar esta etapa de mi vida no menos importante, quiero agradecerte señor por la eterna paciencia y sabiduría que me has transmitido para guiar mis pasos, mis pensamientos y mis obras en el desarrollo de mis actividades personales y profesionales, de igual forma te doy gracias por prestarme vida para experimentar la gracia de poder cristalizar uno de mis sueños profesionales más anhelados y juntos de la mano seguir cosechando éxitos durante mi vida venidera. No queda más que decirte gracias por siempre padre, porque a tu lado nunca nada me faltará!

A mis Padres

Les agradezco de corazón todo el esfuerzo, dedicación, comprensión, paciencia, apoyo y sobre todo su amor incondicional e infinito para llegar hacia la cúspide de mis objetivos sabiendo de antemano que este triunfo no es solamente mío sino también de vosotros por estar conmigo en esta meta.

Sabía que cada despedida, cada abrazo, cada hasta luego y todos los sacrificios de estar lejos de ustedes, se convertirían en un logro personal y profesional, que orgullosamente puedo decirles que este objetivo ha sido logrado gracias a su apoyo incondicional.

Les reitero mi gratitud por enseñarme que lo más importante es la familia y que Ningún soñador es demasiado pequeño y ningún sueño es demasiado grande.

A mis Familiares

Le agradezco en especial a mi tía **Rosa Alicia López Valenzuela** y tío **Alejandro Ochoa Reyes** por abrirme las puertas de su casa con mucho cariño sin esperar nada a cambio, por sus consejos para impulsarme a seguir siendo mejor cada día, por sus asesorías brindadas para la realización del trabajo de tesis y por las atenciones prestadas día a día durante mi estancia universitaria en su hogar.

A mis primos Ricardo, Alex y Vero Ochoa

Les expreso mi más sincero agradecimiento por brindarme sus consejos de hermanos, su apoyo incondicional y comprensión en todo momento de mi estancia.

A mis hermanas Ilse y Miriam Lizárraga

Estimadas hermanas les agradezco con todo mi amor y cariño por estar conmigo apoyándome en todo momento de mi vida y no solamente les agradezco en esta parte de agradecimiento sino les doy gracias por existir por estar conmigo y motivarme a emprender nuevos desafíos.

A mis Abuelos Rigoberto Lizárraga y Salvador López

Por su compartir sus experiencias y por transmitirme sus sabios consejos durante su vida.

ÍNDICE

Resumen	XII
Introducción.....	XIII
Estado del Arte.....	XVIII
Objetivos.....	XX
Alcances de la investigación	XXI
Justificación	XXII
1 Introducción a los Geosintéticos.....	1
1.1 Caracterización del Polipropileno	3
1.1.1 Invención.....	3
1.1.2 Estructura química.....	3
1.1.3 Peso molecular.....	4
1.1.4 Tipos.....	4
1.1.5 Propiedades	5
1.2 Geomallas biaxiales	6
1.2.1 Proceso de Fabricación.....	8
1.2.2 Caracterización de geomallas biaxiales	9
1.2.3 Instalación de Geomallas Biaxiales.....	12
1.3 Geomallas Multiaxiales.....	13
1.3.1 Caracterización de Geomallas Triaxiales	14
1.3.2 Aplicaciones de Geomallas Triaxiales	17
1.4 Empleo de geosinteticos como sistema antireflexión de fisuras	18
1.4.1 Descripción de aparición de fisuras de reflexión	18
1.4.2 Mecanismo de Aparición de Fisuras	20
1.4.3 Métodos de Reducción en la Aparición de Fisuras Reflexivas	21
1.4.4 Empleo de geosinteticos como sistema antireflexión de fisuras	22
2 Método Empírico AASHTO 93	24
2.1 Método de diseño de pavimentos flexibles.....	24
2.1.1 Caracterización de carga de vehículos pesados	25
2.1.2 Ecuación empírica	26
2.1.3 Correlaciones estructurales derivadas de tramos experimentales.....	27
2.1.4 Determinación de los espesores de capa	28

2.2	Diseño Estructural de secciones de firmes flexibles.....	31
2.2.1	Alternativa 1	32
2.2.2	Alternativa 2	33
2.2.3	Alternativa 3	34
2.2.4	Alternativa 4	35
2.2.5	Comparativa de espesores de alternativas de construcción.....	36
2.3	Análisis de sensibilidad de la alternativa de construcción 1	37
2.3.1	Análisis del número estructural respecto al Nivel de Confianza (R).....	37
2.3.2	Análisis del número estructural respecto al ISI de 4.0-4.99	38
2.3.3	Análisis del número estructural respecto al ISR de 2.0-3.0	39
2.4	Método AASHTO reforzado con geomallas de polipropileno.....	40
2.4.1	Introducción.....	40
2.4.2	Método AASHTO modificado con Geomallas coextruidas de polipropileno	41
3	Métodos de dimensionamiento Analíticos.....	44
3.1	Modelación mecanicista de un pavimento flexible.....	44
3.2	Estado de esfuerzos, tensiones y deformaciones en un sistema elástico multicapa	46
3.3	Modelación reológica de los materiales utilizados en pavimentos	48
3.4	Sistema Elástico de tres capas.....	50
3.5	Respuesta de Materiales de la Guía de la AASHTO 93.....	51
3.6	Aplicación de modelos de respuesta analíticos	52
3.6.1	Alize III	52
3.6.2	Bisar 3.0	54
3.6.3	Everstress Finit Elements.....	57
4	Validación de las secciones empíricas AASHTO 93 por modelos de respuesta analíticos	61
4.1	Establecimiento de cuatro secciones tipo	61
4.2	Alize III.....	62
4.2.1	Sección 1: base y subbase hidráulica.....	62
4.2.2	Sección 2: base hidráulica	66
4.2.3	Sección 3: base estabilizada con cemento portland	70
4.2.4	Sección 4: base de gravaemulsión.....	73
4.3	Bisar 3.0.....	77
4.3.1	Sección 1: Validación analítica	77

4.3.2	Sección 2: Validación analítica	79
4.3.3	Sección 4: Validación analítica	81
4.4	Everstress Finit Element	83
4.4.1	Sección 1: Cálculo analítico.....	83
4.4.2	Sección 2: Cálculo analítico.....	88
4.4.3	Sección 4: Cálculo analítico.....	91
5	Empleo de geomallas biaxiales de polipropileno como sistema de reforzamiento estructural	96
5.1	Las geomallas como refuerzo estructural de firmes	96
5.1.1	Reforzamiento de problemas estructurales	97
5.1.2	Características idóneas del sistema de refuerzo de asfalto.....	98
5.2	Cálculo del módulo de elasticidad de la geomalla biaxial.....	99
5.3	Parámetros de diseño Norma 6.1: IC.....	100
5.3.1	Sección 121: Condiciones de Adherencia	101
5.3.2	Sección 121: Condiciones de deslizamiento	102
5.4	Parametros de diseño de la AASHTO 93.....	103
5.5	Sección 1: Validación analítica con geomalla biaxial.....	104
5.5.1	Condiciones de Adherencia	104
5.5.2	Condiciones de Deslizamiento.....	106
5.6	Sección 2: Validación Analítica con geomalla biaxial	108
5.6.1	Condiciones de Adherencia	108
5.6.2	Condiciones de Deslizamiento.....	110
5.7	Sección 3: Validación analítica con geomalla biaxial	112
5.7.1	Condiciones de Adherencia	112
5.7.2	Condiciones de Deslizamiento.....	114
5.8	Sección 4: Validación analítica con geomall biaxial	116
5.8.1	Condiciones de Adherencia	116
5.8.2	Condiciones de Deslizamiento.....	118
6	Resumen de resultados de secciones de construcción	121
6.1	Resultados de métodos empíricos.....	121
6.2	Métodos Empíricos con Geomallas Biaxiales.....	122
6.3	Comparativa de métodos Empíricos	124
6.4	Análisis de métodos analíticos.....	125

6.4.1	Resumen de resultados por diversos modelos de respuesta analíticos.....	126
6.4.2	Conclusiones de Métodos Analíticos.....	127
6.5	Métodos analíticos con geomallas biaxiales.....	128
6.5.1	Empleo de Geomallas como sistema de reforzamiento estructural	129
6.5.2	Geomallas biaxiales en condiciones de Adherencia y Deslizamiento	132
6.5.3	Conclusiones de usos de geomallas.....	133
6.6	Comportamiento de esfuerzos de tensión y deformaciones	136
	Conclusiones Generales	138
	Recomendaciones para investigación futuras	144
	Referencias Bibliográficas.....	145
	Anexo A: Adherencia.....	151
	Anexo B: Leyes de fatiga de materiales utilizados en pavimentos	153
	Anexo C: Legislación de Geomallas SCT	166
	Anexo D: Norma N-CMT-6-01-004/13	169
	Anexo F: Construcción de tramos a escala real	172
	Apéndice 1: Tráfico acumulado	174

Lista de Figuras	Pág.
Capítulo 1: Introducción a los Geosintéticos	
Figura 1.1	Proceso de fabricación de las geomallas coextruídas. 8
Figura 1.2	Mecanismo de reforzamiento de confinamiento lateral. 9
Figura 1.3	Mecanismo de reforzamiento de capacidad portante. 9
Figura 1.4	Área y grosor de aberturas de geomallas biaxiales. 11
Figura 1.5	Distribución de esfuerzos con la geomalla biaxial y muliaxial. 14
Figura 1.6	Uniones y Nodos de geomallas Multiaxiales. 15
Figura 1.7	Desempeño de geomallas biaxiales y Triax. 16
Figura 1.8	Reforzamiento de la subrasante con geomalla biaxial y Triax. 16
Figura 1.9	Geomalla multiaxiales con piedra site-won, Scotland. 17
Figura 1.10	Geomallas triaxiales en Estadio Town, Sudáfrica. 17
Figura 1.11.	Metodología de formación de grietas en juntas de construcción. 19
Figura 1.12	Tensiones desarrolladas en el pavimento fisurado. 20
Figura 1.13	Formación de grietas en la superficie no reforzada. 22
Figura 1.14	Desviación de grietas en la superficie reforzada. 22
Capítulo 2: Método de dimensionamiento Empírico AASHTO 93	
Figura 2.1	Parámetros de caracterización de carga de la AASHTO. 25
Figura 2.2	Esquema estructural de un sistema multicapa elástico. 28
Figura 2.3	Determinación de la sección estructural de base y sub-base hidráulica. 32
Figura 2.4	Determinación de la sección estructural de base hidráulica. 33
Figura 2.5	Determinación de la sección estructural est. con cemento portland. 34
Figura 2.6	Determinación de la sección estructural est. con grava-emulsión. 35
Figura 2.7	Gráfica de análisis de las diferentes secciones de construcción. 36
Figura 2.8	Análisis del SN con respecto al nivel de confianza R. 37
Figura 2.9	Análisis del SN respecto al índice de servicio inicial ISI. 38
Figura 2.10	Análisis del SN con respecto al índice de servicio de rechazo ISR. 39
Figura 2.11	Esquema típico de una sección sin reforzamiento y otra con geomalla Tenax. 40
Figura 2.12.	Gráfica de coeficiente de mejoramiento de capa vs CBR Subrasante. 42
Capítulo 3: Método de dimensionamiento analíticos	
Figura 3.1.	Distribución de carga característica de un pavimento rígido-flexible. 45
Figura 3.2.	Sistema general del sistema multicapa elástico. 46
Figura 3.3	Diagrama de dirección esfuerzos en un sistema de una capa. 47
Figura 3.4	Diferencia entre una respuesta lineal y no lineal de un material. 48
Figura 3.5	Efecto para un material viscoso y el no viscoso. 48
Figura 3.6	Distinción básica entre un material elástico y un material plástico. 48
Figura 3.7	Esfuerzos en un sistema multicapa de tres capas. 50
Figura 3.9	Esquema de sistemas coordenados bisar. 58
Figura 3.10	Discretización de capas del pavimento por elementos finitos. 60
Figura 3.11.	Vectores de distribución de fuerzas. 60

Capítulo 4: Validación de las secciones empíricas AASHTO 93 por modelos de respuesta analíticos.

Figura 4.1	Geometría y propiedades de las capas con Everstress FE.	85
Figura 4.2	Modelación de la rueda simple en el sistema multicapa.	86
Figura 4.3	Mallado de interfaces de capas por elementos finitos.	86
Figura 4.4	Diagrama de deformaciones tangenciales longitudinales de la MB.	87
Figura 4.5	Diagrama de deformaciones verticales de capas granulares.	88
Figura 4.5	Gráfica estándar de deformaciones unitarias sección uno.	89
Figura 4.6	Geometría y propiedades de las capas de Everstress FE sección dos.	90
Figura 4.7	Modelación de la rueda simple en el sistema multicapa.	90
Figura 4.8	Diagrama de deformaciones tangenciales de la MB.	91
Figura 4.9	Gráfica estándar de deformaciones unitarias.	92
Figura 4.10	Geometría y propiedades de las capas de sección cuatro.	93
Figura 4.11	Modelación de la rueda simple en el sistema multicapa.	93
Figura 4.12	Diagrama de deformaciones tangenciales de mezcla bituminosa.	94
Figura 4.13	Gráfica estándar de deformaciones unitarias.	96

Capítulo 5: Empleo de geomallas biaxiales de polipropileno como sistema de reforzamiento estructural de firmes.

Figura 5.1	Principales modos de falla por fatiga y deformación permanente.	99
------------	---	----

Capítulo 6: Resumen de resultados de secciones de construcción.

Figura 6.1	Espesores de diseño de capa bituminosa por métodos analíticos.	128
Figura 6.2	Análisis del espesor de la capa bituminosa con y sin geomalla.	133
Figura 6.3	Análisis comparativo del espesor del firme flexible global.	133
Figura 6.4.	Análisis del espesor de la capa bituminosa con y sin Adherencia.	137
Figura 6.5	Pautas para modificar el diseño de fallas en el concreto HMA.	139

Anexos.

Figura A.1	Prueba de adhesión de geomallas.	152
Figura B.1	Gráfica de modo de fallo de mezclas bituminosas por Shell.	162
Figura B.2	Gráfica de modo de fallo de mezclas bituminosas de alto módulo.	163
Figura B.3	Gráfica comparativa de Leyes de fatiga de mezclas de alto módulo.	166
Figura C.1.	Propiedades mecánicas de la geomalla de polipropileno con adhesivo.	170

Apéndice

Tabla 1.	Tráfico acumulado de proyecto de la Norma 6.1 IC.	176
Tabla 2.	Tráfico acumulado de proyecto de la AASHTO 93.	177
Tabla 3.	Estaciones permanentes de conteo en Autopistas y puentes 2003 .	178
Tabla 4.	Estaciones permanentes de conteo en autopistas y puentes 2010.	178

Lista de Tablas	Pág.
Capítulo 1: Introducción a los Geosintéticos	
Tabla 1. Propiedades mecánicas del polipropileno.	5
Tabla 2. Propiedades térmicas del polipropileno.	5
Capítulo 2: Método de dimensionamiento Empírico AASHTO 93	
Tabla 3. Espesores mínimos de las capas del pavimento flexible.	24
Tabla 4. Correlaciones estructurales y módulos de rigidez de la AASHTO 93.	27
Capítulo 3: Método de dimensionamiento analíticos	
Tabla 5. Parámetros de entrada de materiales de conformación de Alize III.	53
Tabla 6. Parámetros de salida de tensiones y deformaciones Alize III.	54
Tabla 7. Resultado de tensiones, deformaciones y desplazamientos de bisar.	57
Capítulo 4: Validación de las secciones empíricas AASHTO 93 por modelos analíticos.	
Tabla 8. Análisis de la sección de construcción uno por el modelo Alize III.	64
Tabla 9. Análisis de la sección de construcción dos por el modelo Alize III.	68
Tabla 10. Análisis de la sección de construcción dos por el modelo Alize III.	72
Tabla 11. Análisis de la sección de construcción dos por el modelo Alize III.	75
Tabla 12. Determinación de la geometría de diseño de la sección uno por bisar 3.0	80
Tabla 13. Determinación de la geometría de diseño de la sección dos por bisar 3.0	82
Tabla 14. Determinación de la geometría de diseño de la sección cuatro por bisar 3.0	84
Tabla 15. Resultado de microdeformaciones de las capas del firme modelo 1.	88
Tabla 16. Resultado de microdeformaciones verticales del modelo 2.	91
Tabla 17. Resultado de microdeformaciones de las capas del firme modelo 2.	92
Tabla 18. Resultado de microdeformaciones de las capas del firme modelo 4.	97
Capítulo 5: Empleo de geomallas biaxiales de polipropileno como sistema de reforzamiento estructural de firmes.	
Tabla 19. Norma 6.1 IC: Diseño de la sección 121 en condiciones de adherencia	103
Tabla 20. Norma 6.1 IC: Diseño de la sección 121 en condiciones de deslizamiento.	104
Tabla 21. Diseño de la sección uno con geomalla en condiciones de adherencia.	107
Tabla 22. Diseño de la sección uno con geomalla en condiciones de deslizamiento.	109
Tabla 23. Diseño de la sección dos con geomalla en condiciones de adherencia.	111
Tabla 24. Diseño de la sección dos con geomalla en condiciones de deslizamiento.	113
Tabla 25. Diseño de la sección tres con geomalla en condiciones de adherencia.	115
Tabla 26. Diseño de la sección tres con geomalla en condiciones de deslizamiento.	117
Tabla 27. Diseño de la sección cuatro con geomalla en condiciones de adherencia.	119
Tabla 28. Diseño de la sección cuatro con geomalla en condiciones de deslizamiento.	121
Capítulo 6: Resumen de resultados de secciones de construcción.	
Tabla 29. Resultados de secciones de construcción por métodos empíricos.	123
Tabla 30. Resumen de espesores de diseño de secciones por modelos analíticos.	125
Tabla 31. Comparativa de ventajas y desventajas de métodos empíricos-analíticos.	126
Tabla 32. Resumen de espesores de diseño por diversos modelos analíticos.	128
Tabla 33. Resumen de espesores de diseño con y sin reforzamiento estructural.	132
Tabla 34. Resumen de resultados de espesores de diseño con y sin adherencia.	134
Tabla 35. Conclusiones de empleo de geomallas en el pavimento flexible.	136

Conclusiones

Tabla 36. Resultados de espesores de diseño de la MB con la inclusión de geomallas.	140
Tabla 37. Resultados de espesores de diseño con la aplicación del sistema de Geomalla-MB en condiciones de Adherencia y deslizamiento.	142

Anexos

Tabla B.1. Valores de fatiga de mezclas bituminosas convencionales.	165
Tabla B.2. Valores de fatiga de mezclas bituminosas de alto módulo.	167
Tabla C.1. Propiedades física-mecánicas de geomalla biaxial BX 200 de tensar.	168
Tabla C.2. Propiedades mecánicas de geomallas en pruebas de ASTM.	169
Tabla C.3. Propiedades relacionadas con geomallas GG.	170
Tabla D.1. Requisitos de calidad de geosintéticos.	171
Tabla D.2. Criterios de aceptación y rechazo de rollos de geosintéticos.	172
Tabla F.1. Metodología de instalación de geomallas biaxiales en el concreto asfáltico.	175

Resumen

Uno de los sistemas más eficaces que ofrece la tecnología moderna de carreteras es la inclusión de geosintéticos, como son las geomallas de polipropileno y de fibra de vidrio, como sistema de reforzamiento estructural, es un método efectivo, porque ayuda a mitigar problemas de incapacidad estructural de la capa de mezcla bituminosa, en consecuencia logra mejorar el rendimiento a fatiga, incrementar la flexibilidad de la capa, reducir espesores de diseño, prolongar el índice de propagación de fisuras de reflexión, minimizar esfuerzos de tensión a tracción, deformaciones unitarias y deflexiones superficiales, todos estos deterioros se traducen en la superficie de rodamiento como fallas funcionales y estructurales como grietas de fatiga, grietas de reflexión y deformaciones plásticas.

Para demostrar la efectividad de las geomallas biaxiales de polipropileno en condiciones de adherencia con las capas del pavimento, se establecen cuatro secciones de construcción con materiales de diversas propiedades mecánicas (base granular, estabilizada con CPO y con emulsión asfáltica), corroborado a través de métodos de diseño empíricos (AASHTO 93 Modificado) y métodos de diseño mecanicistas mediante programas de ordenador (Alize, Bisar y Everstress Elemento Finito).

La aplicación de geomallas de polipropileno de alto modulo elástico secante de 46, 000 MPa, en condiciones de adherencia total con la interfaz de la capa bituminosa, permitió obtener resultados muy significativos de reducción del espesor de diseño de dicha capa asfáltica, entre un 28 a un 37 % (dependiendo de cada sección de construcción), debido principalmente a que la geomalla absorbe los esfuerzos de tensión a tracción y minimiza las deformaciones horizontales que se presentan en la fibra inferior de dicha capa. En lo que respecta, a las capas granulares se experimentó una reducción en el espesor aproximadamente del 30%, debido a la reducción de la deformación vertical por compresión en la fibra superior (base y subbase). De esta forma, con la inclusión de esta tecnología se demuestra una reducción sustancial de los espesores de diseño de las capas del firme flexible, por lo que, se puede conseguir un abaratamiento económico en las obras de nueva construcción y de igual manera prolongar los periodos de conservación, rehabilitación y mantenimiento de pavimentos existentes.

Abstract

One of the most effective systems offering the technology road is the inclusion of geogrids of polypropylene and glass fiber as structural reinforcement system, is an effective method, which applies because the problems of inability of the bituminous layer to withstand tensions of traction, deformations and deflections that they mean deterioration, premature fatigue cracks, reflective cracking and plastic deformations in the bituminous layer.

To proof the effectiveness of the biaxial geogrids of polypropylene in conditions of adhesion with the layers of pavement are established four sections of different conformations mechanical construction (base granular, base stabilized with Portland cement and asphalt emulsion) corroborated by empirical methods (AASHTO 93) and mechanistic design methods using computer programs (Alize, Bisar y Everstress Finit Element).

The application of high elastic modulus secant geogrids of 46,000 Mpa, that in conditions of total adherence with the interface of geogrid - asphalt mixture allow to reduce the thickness of the layer of bituminous mixture approximately 28% to 37%, mainly due to the reduction of tensions and horizontal deformations of traction on the bottom fibre of the layer. In regards, to layers granular experienced a reduction in the thickness approximately by 30%, due to the reduction of the vertical deformation by compression in fibre top layer granular (base, and subbase). In this way, with the inclusion of this technology is demonstrated a substantial reduction of the design thickness of flexible pavement layers, therefore, you can get a cheaper economic in the new construction and similarly extend the periods of conservation, rehabilitation and maintenance of existing pavements.

Introducción

Un tráfico cada vez más intenso, con cargas axiales cada vez mayores y con presupuestos reducidos para el mantenimiento de autopistas, dificulta cada día más el diseño de soluciones económicas para construir y mantener vialidades, carreteras y pistas de aeropuerto. Actualmente, la mayoría de las carreteras soportan altas cargas de tráfico, mayores incluso que las consideradas en su diseño. Esto implica un desgaste muy rápido de las capas asfálticas, produciéndose agrietamientos y deformaciones, siendo necesario realizar importantes y costosos trabajos de reconstrucción.

Con el importante desarrollo de los geosintéticos la solución tradicional ha sido aplicar geomallas como sistema de refuerzo de los pavimentos asfálticos de nueva construcción y existentes. Principalmente, las geomallas proporcionan una alta resistencia a la tracción en la mezcla bituminosa absorbiendo los esfuerzos de tensión a flexión cíclicos inducidos por la carga de tráfico, de igual manera complementa las propiedades mecánicas de la mezcla asfáltica. El control y disipación de reflexión grietas, es otra característica fundamental, que aporta la geomalla como sistema antireflexión de fisuras, con la inclusión de éstas, permite mitigar deterioros funcionales y estructurales de firmes, en consecuencia logra un abaratamiento económico en la rehabilitación de pavimentos flexibles¹. Dentro de este contexto, la aceptación del sistema de refuerzo con geomallas ha aumentado en los últimos años y se estima que continúe creciendo en el futuro. La incorporación de geomallas de fibra de vidrio y de polipropileno en el concreto asfáltico, han traído beneficios estructurales en obras de pavimentación, especialmente en situaciones donde las técnicas convencionales no tienen condiciones de ofrecer garantías, al menos que envuelvan grandes costos económicos.

Análisis de laboratorio han demostrado que incorporar geomallas mejora las propiedades de resistencia e incrementa la flexibilidad de la capa, lo que conlleva a una reducción significativa de tensiones a tracción y deformaciones tangenciales en la mezcla bituminosa, asimismo incrementa el rendimiento a fatiga y reduce el índice de propagación de fisuras. Además, existe la evidencia que los geosintéticos no producen problemas de deslizamiento al colocarse como sistema de reforzamiento en la mezcla asfáltica^{2 3}. El empleo de estos sistemas de reforzamiento posibilitará mejorar los resultados obtenidos con los materiales existentes, siempre que se instalen correctamente y se seleccionen atendiendo a criterios de idoneidad de empleo y criterios de calidad del producto.

¹ Andrés Marín de la Plaza. Empleo de geosintéticos en el refuerzo e impermeabilización de firmes. Congreso Nacional de Firmes. Junta de castilla y de León. Pp. 449-456.

² Kennepohl, G. J.A. and N. Karmel. Geogrid Reinforcement of flexible pavements: Design Basis and Field Trials. In proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Volume. 54, 1985.

³ Aumento de la vida útil del asfalto mediante el empleo de geomallas antireflexión de fisuras. Javier Santalla. Huesker Geosintéticos S.A. Pp. 1-13.

Las secciones estructurales de los pavimentos flexibles se calcularon por el método empírico AASHTO 93, el segundo diseño, es con el mismo método de diseño pero modificado con geomallas coextruidas biaxiales, adoptando las secciones usuales. Un tercer método, es utilizando un método de diseño mecanicista considerando al pavimento como un sistema multicapa elástico a través de modelos de respuesta analíticos con programas de ordenador (Alize III, Everstress y bisar 3.0).

Con la ayuda del tercer método de diseño de pavimentos flexibles, se incorporan geomallas biaxiales de polipropileno, considerando dos escenarios de análisis, con total adherencia y con deslizamiento con las interfaces de las capas del firme flexible. Los criterios de deterioros de fatiga empleados en los cálculos fueron los del método de la compañía Shell, y de igual manera en aras de la diversificación de cálculo se repitió con otro modelo de predicción de fatiga, como el Instituto del Asfalto y la Norma 6.1-IC.

Los módulos de resiliencia utilizados en los diseños para la mezcla bituminosa fueron los siguientes:

Tipo de capa	Tipo de Mezcla	MR
Capa de rodadura	CASAA	4000-5000
	SMA	4000-5000
	Densa y Semidensa	6000-7000
Capa intermedia	Densa y Semidensa	6000-7000
Capa base	Gruesas	5000-5500

Para la base hidráulica se considera un módulo elástico de 220 MPa, para la base estabilizada con cemento portland del 3 al 5% del PVSS de 7000-8000 MPa y para la base de grava emulsión o base negra se aplica un módulo de 2000 MPa. En todos los cálculos se diseñó para una vida útil de proyecto de 20 años, antes de cualquier acción de conservación o rehabilitación importante en la carretera.

Primer capítulo. Introducción a los Geosintéticos

Uno de los campos de aplicación que ha tenido un mayor grado de desarrollo en la ingeniería vial, es la utilización de los geosintéticos en obras tales como construcción y la rehabilitación de pavimentos. Del correcto entendimiento sobre las propiedades de este tipo de materiales, de su aplicación, instalación, funciones a desempeñar, beneficios e incluso las mismas limitaciones que poseen, en buena parte dependerá el éxito que estos puedan tener, brindando de esta forma ahorros sustanciales en el mantenimiento de las obras viales que se ejecuten en nuestro país

En resumen, los geosintéticos entre las capas asfálticas (geomallas de fibra de vidrio y geotextiles de repavimentación), son usados dependiendo de la función del mismo, ya sea como una barrera impermeable, como una provisión de refuerzo a la tensión y al mismo tiempo para reducir los efectos de la reflexión de fisuras.

Segundo capítulo. Métodos de dimensionamiento Empírico AASHTO 93.

En este capítulo se resume la metodología de dimensionamiento de pavimentos flexibles de carácter empírico donde se correlaciona el comportamiento de los pavimentos in situ, a través de observaciones derivados de tramos experimentales. Adoptando variables de entrada como el CBR de subrasante, índices de servicio (ISI, ISR), confiabilidad⁴, coeficiente de drenaje y caracterización de materiales.

Para el desarrollo de este capítulo se realiza el dimensionamiento de cuatro secciones empíricas conformadas por capa de base de materiales granulares de comportamiento elástico lineal, base estabilizada con cemento portland ordinario y base de grava-emulsión (una solamente con base hidráulica) con sus correspondientes parámetros básicos de diseño con el objeto de determinar los espesores empíricos de las secciones del firme flexible, para posteriormente ser evaluados por métodos analíticos.

De igual forma se pretende también mostrar la metodología de la AASHTO versión 93 como punto de partida para el desarrollo de la incorporación de geomallas biaxiales coextruidas como refuerzo de materiales granulares y de la mezcla bituminosa, con el objetivo de determinar el aporte estructural de las geomallas de polipropileno como sistema de reforzamiento estructural de firmes. En el capítulo seis denominado "resumen de resultados", se muestran los resultados abstractos de la comparación de los espesores de las secciones del pavimento flexible incorporando geomalla biaxial BX1200 y sin colocar reforzamiento por métodos empíricos, y además otro escenario donde se consigue total adherencia frente a condiciones de deslizamiento del sistema geomalla-mezcla asfáltica.

⁴ Servicialidad: Probabilidad que el pavimento sobreviva el periodo de diseño con una serviciabilidad mayor o igual al terminal.

Tercer Capítulo. Métodos de dimensionamiento Analíticos

A diferencia de los métodos empíricos, los analíticos tienen como el estado de esfuerzo y deformación que experimentan las capas que conforman la estructura del pavimento en el comportamiento del mismo. Para el cálculo de tensiones tangenciales, deformaciones unitarias y deflexiones superficiales se emplean modelos de respuesta analíticos disponibles desde la década de los 60s que permiten calcular dichos parámetros en las ecuaciones de fatiga de los materiales, que relacionan las tensiones o las deformaciones con el número N de aplicaciones de carga⁵. Una vez calculado estos estados, se compara con aquellos que admite el pavimento para la vida útil proyectada, y en un procedimiento de ensaye y error (por lo general, aumentando o reduciendo los espesores de capas) se dimensionan las capas que conformaran el firme flexible en su conjunto. A pesar de ser una metodología diferente a las empíricas, presenta connotaciones similares. Por ejemplo, el criterio de diseño en los métodos analíticos es el mismo: el pavimento falla por acumulación de deformación a tracción en la zona inferior de la capa asfáltica debido a la fatiga y por deformación vertical en la superficie de la subrasante.

Cuarto Capítulo. Validación de secciones empíricas AASHTO por modelos de respuesta analíticos.

En este capítulo tiene como objeto aplicar diversos modelos de respuesta analíticos para analizar las secciones de construcción arrojadas por el método de dimensionamiento empírico AASHTO 93, para comprobar y comparar la capacidad estructural de cada una de las secciones del firme flexible.

En esta fase se hace variar la capa de base de la sección del firme con diferentes propiedades mecánicas de materiales considerando como base de apoyo una capa de zahorra natural de 120 MPa, las propiedades de los diversos materiales de conformación de la capa de base son: Zahorra Artificial-220 Mpa, base suelo-cemento 8,000 Mpa, base grava emulsión 2,000 Mpa.

Para complementar el capítulo se describe lo que es el material, su comportamiento estructural, las prescripciones técnicas y el manejo de la calidad durante su construcción. De igual forma es necesario considerar la caracterización de la carga que maneja cada método debido a que al aplicar la carga el modelo de respuesta trabaja para obtener tensiones, deformaciones y deflexiones de la estructura, asimismo esto permitirá realizar una comparación de espesores de diseño de las secciones de firmes del método de diseño tradicional AASHTO 93, frente a la norma 6.1IC: Catálogo de secciones de firmes Español.

⁵ Gomes Correia A. Modelling Unbound Granular Materials. En: Recommendations for Pavement Design. Technical University of Lisbon – IST, 2000.

Quinto capítulo. Empleo de geomallas biaxiales de polipropileno como sistema de refuerzo estructural de firmes flexibles.

En este capítulo se mencionan las características idóneas del sistema de refuerzo de asfalto para que trabaje en condiciones de adherencia como sistema de reforzamiento. De igual manera este capítulo tiene como objetivo realizar simulaciones numéricas con modelos de respuesta analíticos empleando geomallas de alto módulo elástico para determinar la reducción de espesores de las capas del firme flexible, determinando la importancia de la posición de la geomalla y considerando dos escenarios de estudio principalmente.

1. Completa Adherencia y
2. Falla o Deslizamiento de la geomalla biaxial con las interfaces de cada una de las capas de las secciones de construcción:
 - **Base y sub-base granular**
 - **Base hidráulica**
 - **Base estabilizada con Cemento Portland**
 - **Base de grava emulsión**

Considerando la gran capacidad de las herramientas computacionales actuales se obtienen del modelo de respuesta las tensiones, deformaciones unitarias y deflexiones superficiales para determinar los espesores de diseño de las secciones de firmes.

Sexto Capítulo. Resumen de resultados de las secciones de construcción

Este capítulo es resultado de las simulaciones numéricas realizadas a lo largo del trabajo de investigación, obteniendo las conclusiones del trabajo de fin de máster que determinan las ventajas de aplicar el sistema reforzamiento estructural siempre y cuando se logre la adherencia del sistema geomalla-mezcla bituminosa.

1. Se realiza un análisis comparativo de espesores de diseño por métodos dimensionamiento empíricos de la AASHTO y la Norma 6.1-IC.
2. Resumen de resultados de Métodos analíticos analizados aplicando modelos de respuesta informáticos (Alize III, Bisar 3.0 y Everstress FE) para determinar que software arroja menores espesores de diseño de las secciones de construcción homologando los parámetros de caracterización de carga y caracterización de materiales.
3. Métodos analíticos aplicando geomallas de refuerzos de firmes con parámetros de caracterización de carga de la AASHTO.
 - 3.1 En condiciones de plena Adherencia de la geomalla con la mezcla bituminosa y las respectivas capas del firme flexible.
 - 3.2 En condiciones de deslizamiento del sistema geomalla-mezcla bituminosa frente al escenario donde no se considera un sistema de reforzamiento estructural para conocer las desventajas cuando no se logra la adherencia.

Estado del Arte

La prolongación de la vida útil de las vías ha sido una permanente preocupación por parte de las entidades públicas a nivel nacional e internacional, que se encargan de la ejecución y del posterior cuidado de estas⁶. Los ensayos realizados sobre nuevos materiales que racionalicen de alguna manera los costos de mantenimiento que la estructura de pavimento requiere, han traído nuevos horizontes. Con la aparición de los geosintéticos, los investigadores han hecho un aporte significativo a la ingeniería, aclarando el desempeño de estos en aplicaciones específicas, como lo es en este caso, la rehabilitación de pavimentos. Por otro lado, el último avance mundial en tecnología de pavimentos, para el refuerzo de firmes flexibles, buscando minimizar los costos de mantenimiento, es el uso de geomallas de fibra de vidrio y de polipropileno, entre otras, cuya finalidad es la de reforzar las capas bituminosas, lo cual incrementan la resistencia a la fatiga, retarda la aparición y reflejo de las fisuras existentes en dichos materiales bituminosos. Numerosos programas de investigación han informado de resultados que documentan la vida de servicio extendido de las secciones de pavimento con geomalla en comparación con secciones similares sin geomalla⁷. La investigación ha demostrado que el espesor de capa de base requerida para un diseño dado puede reducirse cuando una geomalla es incluida en el diseño.

Aunque, en nuestro país se trata de una tecnología relativamente novedosa hace ya más de 25 años que se están empleando sistemas de refuerzo de asfalto mediante el empleo de geomallas en Estados Unidos y Europa. Por tanto, se puede hablar ya de unas características ideales de los materiales que se deben emplear en carreteras del país, descritas en el Anexo E en la Norma: N-CMT-6-01-004/13 de **Geotextiles para Mezclas Asfálticas en Caliente** y la Norma N-CMT-6-01-001/13 **Geotextiles para terracerías** por parte de las publicaciones del Instituto Mexicano del Transporte.

Durante los primeros años de la década de los 80s, se llevaron a cabo ensayos comparando los resultados de emplear distintos sistemas de refuerzo de asfalto frente a sistemas de disipación de tensiones, por parte de Netherlands Pavement Consultants (NPC). Estos ensayos, determinaron que el empleo de geomallas fabricadas con poliéster, incrementaba la vida útil del asfalto hasta 4 veces frente al uso de sistemas de disipación de tensiones, que mostraban un incremento de únicamente del doble. El Belgium Road Research Centre (OCW) realizó ensayos sobre el comportamiento de geomallas de poliéster frente a fisuras de origen térmico. En este ensayo se experimentó con un geocompuesto, resultado de la combinación de una geomalla unida a un geotextil no tejido ultraligero cuya finalidad es facilitar la instalación de geocompuesto. También se ensayó sobre otro tipo del mismo producto, fabricado a partir de otra materia prima novedosa como el Polivinilo Alcohol (PVA).

⁶ http://www.geosoftpavco.com/manual_geosinteticos_files/OEBPS/ibook_split_010.xhtml

⁷ A-Qadi et al. 1997, Barksdale et al. 1989, Cancelli, Collin 1996, Haas et al. 1988, Miura, et al 1999, Perkins et al 1997 a/b y webster 1993.

En Latinoamérica, desde hace varios años, la utilización de los geosintéticos (geomallas de fibra de vidrio y geotextiles) en repavimentación, se ha convertido en otra de las alternativas a los sistemas habituales constructivos utilizados en este tipo de obras, los cuales por lo general no contemplan más que la utilización de un ligante asfáltico, colocado sobre la superficie de la carpeta asfáltica envejecida, para posteriormente colocar la nueva capa de rodadura, que en algunos casos no contempla tan siquiera el uso de modificadores elastoméricos para mejorar sus propiedades. En la rehabilitación de la Calle 170, llevada a cabo en el año de 2008, en Bogotá, Colombia, se hace necesario estabilizar la estructura de pavimento que se va a rehabilitar ya que debido a los suelos blandos de la zona, las deformaciones en la estructura antigua eran evidentes. Asimismo, era necesario tener un drenaje adecuado en la vía para evitar saturación de los materiales granulares de la nueva estructura y garantizar la vida útil para la cual fue diseñada. Para evitar las deformaciones laterales en los materiales granulares se empleó una Geomalla Biaxial de 20 kN/m de resistencia a la tensión de tracción.

En México, la aplicación de geosintéticos ha sido particularmente importante en el caso de rehabilitación y refuerzo de pavimentos de aeropuertos. Su aplicación ha sido particularmente para impedir o retardar la reflexión de las grietas existentes en carpetas antiguas o soporte, cuando se colocan sobrecarpetas como refuerzo. Se tiene conocimiento de que los geotextiles han sido colocados en una franja central de 20 m de ancho en las pistas y en ocasiones en plataformas y rodajes de los aeropuertos de Chihuahua, Chih. León, Gto. Guaymas, Sonora y Cancún, Q. Roo. Un caso especial lo constituye el Aeropuerto Internacional de la Cd. De México, en el cual se han aplicado geotextiles y geomallas en la pista 05D-23I⁸, para resolver problemas de refuerzo⁹, como se sabe, debido a las condiciones del suelo de la ciudad de México, las pistas del AICM, han experimentado asentamientos diferenciales y totales de consideración, siendo los primeros de motivos de preocupación. Adicionalmente, la pista presenta grietas de contracción por la humedad del subsuelo. Con el objeto de solucionar ambos problemas, se propusieron medidas geotécnicas y la utilización de geomallas, con el objeto de reforzar el pavimento y controlar las grietas, se colocaron dos geomallas, una de ellas dentro de las capas de tezontle y otra en la capa de base. Además, se colocaron dos geomallas adicionales dentro de las capas asfálticas.

En carreteras, existen antecedentes de incorporación de geomallas uniaxiales y geotextiles para la estabilización de suelos blandos y retención de corte de taludes muy escarpados, en la Carretera Nuevo Necaxa-Tehuacán, 2011. En la actualidad, los geosintéticos, son usados dependiendo de la función, como una barrera impermeable, como una provisión de refuerzo a la tensión, reducción de espesores de firmes en carreteras de nueva construcción y rehabilitaciones, al mismo tiempo para reducir los efectos de la reflexión de fisuras.

⁸ Geosol. "Estudio del comportamiento de la pista 05D-23I del AICM, y recomendaciones para su rehabilitación". Informe N° 101-01-84 para ASA, México, 1984.

⁹ ASA "Rehabilitación de la pista 05D-231 del AICM". Reporte Interno. México.

Objetivos

Objetivos Generales

1. Demostrar mediante modelos de respuesta analíticos que la incorporación de geomallas biaxiales de polipropileno mejora las propiedades de resistencia a tracción en la fibra inferior de la capa de mezcla bituminosa, incrementa la vida de fatiga de las capas granulares y en consecuencia optimiza los espesores de diseño de las capas del pavimento flexible, generando un abaratamiento económico y técnico de la obra de infraestructura carretera.

Objetivos Particulares

1. Modelar los espesores de diseño obtenidos del método Empírico AASHTO 1993, mediante la aplicación de modelos de respuesta analítica (Alize III, Bisar 3.0 y Everstress) que permitan comparar los espesores de diseño de la estructura del pavimento por métodos empíricos- analíticos.
2. Validar espesores de diseño que arrojan cada modelo de respuesta analítico mediante el empleo de sistemas de reforzamiento estructural, considerando condiciones de adherencia total y deslizamiento de la geomalla biaxial con las interfaces de las capas de firme flexible.
3. Calcular el módulo de elasticidad secante de la geomalla biaxial para un espesor de costilla de 5 mm, aplicando una deformación de tracción longitudinal del 1% de resistencia última del material isotrópico.
4. Realizar simulaciones numéricas de las secciones de construcción por modelos analíticos (Alize III, Bisar 3.0 y Everstress FE) para obtener los nuevos espesores de diseño del firme considerando condiciones de total adherencia con base en los resultados de tensiones y deformaciones obtenidas por los modelos de respuesta.
5. Determinar las tensiones, deformaciones unitarias y deflexiones superficiales críticas de construcción aplicando geomallas de reforzamiento estructural mediante el modelo de respuesta analítico Alize III, que permita evaluar la vida de fatiga de todas las secciones del firme flexible.
6. Comparar los resultados de espesores de diseño del firme de los métodos de dimensionamiento empíricos frente a métodos analíticos arrojados por modelos de respuesta informáticos, para determinar ventajas y desventajas de cada método de dimensionamiento.
7. Comparar el espesor de las capa de mezcla bituminosa del firme flexible al incorporar geomallas de refuerzo estructural considerando condiciones de plena adherencia del sistema geomalla-mezcla asfáltica, frente a capas de mezcla bituminosa con reforzamiento pero con deslizamiento, analizadas por el modelo de respuesta Alize III.

Alcances de la investigación

El alcance del estudio a realizar es exploratorio con una metodología de trabajo o manejo de resultados experimentales confirmatorios a través de modelos de respuesta analíticos, que permiten corroborar la investigación¹⁰. Con estos alcances de investigación se pretende plantear contribuciones para mitigar la problemática y sus consecuencias de construcción de las mismas. Se demuestra, con este trabajo de tesis que mediante artículos basados en numerosos ensayos de laboratorio y aplicaciones de modelos de respuesta analíticos permiten validar la capacidad estructural del pavimento flexible mejora con la inclusión de geomallas, logrando que los costos de operación y mantenimiento disminuyan en beneficio de los usuarios y de la economía del mismo. Los siguientes alcances que se pretenden estudiar son los siguientes:

1. Establecer una visión de trabajo conformando cuatro secciones de construcción de diversas propiedades mecánicas obtenidas mediante el método empírico AASHTO 93, las cuáles serán validadas por diferentes modelos de respuesta analíticos con programas de ordenador.
2. Realizar una interpretación de los resultados obtenidos de tensiones deformaciones unitarias y deflexiones superficiales con el objeto de validar los resultados obtenidos por medio de las ecuaciones de fatiga de mezclas bituminosas convencionales del método de **SHELL y la Norma 6.1 IC**.
3. Conocer el comportamiento de la mezcla bituminosa en condiciones de adherencia y deslizamiento con el objetivo de interpretar el comportamiento experimental de la geomalla biaxial- mezcla asfáltica.

- **Variables de estudio**¹¹

Variable dependiente¹²: El sistema de reforzamiento estructural (Geomalla biaxial, triaxial de polipropileno).

Variable Independiente¹³: Los espesores de las capas de construcción del firme flexible.

Variables Nominales: Las secciones de construcción (base hidráulica, base estabilizada con cemento portland, base con emulsión o base negra).

¹⁰ Es un método común de las ciencias y la tecnología, que consiste en el estudio de un fenómeno mediante la experimentación de carácter confirmatorio que pretende llegar a comprobar o, en su caso, refutar una tesis originalmente planteada.

¹¹ Junto con el establecimiento de la hipótesis a comprobar se establecen las variables de estudio, que propiamente son aquellos fenómenos, características, cualidades, atributos, rasgos o propiedades que son de interés para el investigador y cuya variación es susceptible de medición.

¹² Es aquella propiedad, característica o circunstancia que se supone será la causa directa de la modificación en el comportamiento del fenómeno en estudio. En una investigación experimental, es la variable que el investigador puede manipular.

¹³ Es aquella que sufre las modificaciones (esperadas o no esperadas). También se puede definir como la propiedad o característica que se modifica mediante la manipulación de la variable independiente.

Justificación

¿Por qué quiero trabajar en este tema de tesis?

La mayoría de las carreteras soportan altas cargas de tráfico, mayores incluso que las consideradas en su vida de diseño. Esto implica un desgaste muy rápido de las capas asfálticas, produciéndose agrietamientos y deformaciones, siendo necesario realizar importantes y costosos trabajos de mantenimiento. Por lo que, es importante introducir nuevas metodologías y tecnologías, para el reforzamiento estructural de firmes flexibles que permitan optimizar los espesores de diseño del firme en obras de nueva construcción, y consecuentemente su aplicación permita prolongar los periodos de mantenimiento o rehabilitación de obras sobre la red vial existente.

¿Qué se pretende demostrar al hacer la investigación?

El objetivo principal a demostrar en esta investigación es que gracias a la incorporación de la geomalla de refuerzo permite reducir tensiones de tracción, deformaciones tangenciales y deflexiones superficiales, lo que genera el aumento de la vida útil de la mezcla bituminosa, que se consigue gracias al efecto que produce la interacción del sistema de refuerzo estructural-mezcla asfáltica en condiciones de completa adherencia.

¿A quiénes les será útil la investigación, su información, sus resultados y metodologías?

Este trabajo está dirigido principalmente a todas las personas interesadas sobre el tema pero especialmente a los funcionarios públicos y técnicos responsables de los trabajos de diseño, construcción, rehabilitación y mantenimiento de los pavimentos flexibles e infraestructura vial complementaria de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), Caminos y Puentes Federales (CAPUFE) y cualquier dependencia pública, empresa privada o ingeniero especialista en ingeniería de carreteras.

Hipótesis de trabajo

El sistema de reforzamiento estructural (geomalla biaxial) con un módulo de elasticidad secante de 46,000 MPa, en condiciones de completa adherencia con mezclas bituminosas convencionales y de alto módulo, reduce esfuerzos de tensión, deformaciones tangenciales de tracción y deflexiones superficiales, en consecuencia, logra reducir el espesor de diseño de la capa de mezcla bituminosa en un 30% y las capas granulares en un 35% del firme flexible.

Hipótesis Alternativa

La inclusión de una geomalla como sistema de antireflexión de fisuras, en teoría, funciona como un sistema disipador de fisuras en capas de revestimiento asfáltico, reduce el índice propagación de fisuras de reflexión en la capa bituminosa.



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN A LOS GEOSINTÉTICOS

1 Introducción a los Geosintéticos

El término 'Geosynthetics' tiene dos partes: el prefijo 'geo', que se refiere a un uso asociado con el mejoramiento del desempeño de las obras de ingeniería civil en lo referente al movimiento de tierras o suelos, y el sufijo 'synthetics'¹⁴ se refiere al hecho de que los materiales o productos son prácticamente fabricados por el hombre.

Los Geosintéticos son un producto en el que, por lo menos, unos de sus componentes son a base de un polímero sintético o natural, y se presenta en forma de filtro, manto, lámina o estructura tridimensional, usada en contacto con el suelo o con otros materiales dentro del campo de la construcción de obras viales o de la ingeniería civil. Existen varios campos de aplicación de los geosintéticos en el mundo de la construcción y la edificación, como son, obras viales, obras hidráulicas, sistemas de control de erosión, aplicaciones medioambientales, entre otras. La fabricación de los geosintéticos comprende procedimientos principalmente de extrusión, tecnología textil, y ambas tecnologías: textil y plástica. Los geosintéticos se derivan de fibras artificiales, compuestos básicamente de polímeros como polipropileno, poliéster, poliamida y polietileno, siendo los dos primeros los de mayor utilización en la actualidad.

Los tipos de geosintéticos más comunes utilizados en el campo de la ingeniería son los geotextiles, las geomallas, las geomembranas, geocompuestos y mantos para control de erosión derivados de la unión de las características y cualidades de cada uno de los anteriores. Existen diversos métodos para aumentar la capacidad de carga de suelos blandos. Uno de estos, antiguo y todavía efectivo, consiste en reforzar el suelo mediante confinamiento lateral de las partículas de material y aumentar su resistencia a la tensión. Tradicionalmente, estos efectos se obtenían usando ramas trenzadas o colocando troncos de forma perpendicular. La tecnología actual, permite el uso de productos sintéticos diseñados específicamente para obtener el mismo efecto de confinamiento lateral y resistencia a la tensión, como pueden ser las geomallas bi-orientadas coextruídas. Los geosintéticos según su forma de fabricación se definen en los siguientes conceptos básicos:

- **Tejidos:** las fibras se orientan en dos direcciones.
- **No tejidos:** las fibras que conforman están dispuestos en forma aleatoria.
- **Filamentos continuos:** los filamentos del geosintético no tejido que conforman el producto final son infinitos.
- **Agujados, punzonados:** los filamentos del geotextil no tejido se unen mediante unión mecánica a través de agujas dispuestas en la parte inferior y superior de la napa de filamentos que entran y salen a gran velocidad de la napa cohesionando y entrelazando los filamentos.
- **Termosoldados:** los filamentos están unidos mediante calor a través de un proceso de termofusión.

¹⁴ Sanjay Kumar Shukla, Jian Hua Yin. Fundamentals of Geosynthetics of Engineering. General Description and functions Geosynthetics. University of Hong Kong. Pp. 1-43

1.1 Caracterización del Polipropileno

El polipropileno (PP) es el polímero termoplástico, parcialmente cristalino, que se obtiene de la polimerización del propileno (o propeno). Pertenece al grupo de las poliolefinas y es utilizado en una amplia variedad de aplicaciones que incluyen empaques para alimentos, tejidos, equipo de laboratorio, componentes automotrices y películas transparentes. Tiene gran resistencia contra diversos solventes químicos, así como contra álcalis y ácidos¹⁵. Las moléculas de PP se componen de una cadena principal de átomos de carbono enlazados entre sí, de la cual cuelgan grupos metilo (CH₃-) a uno u otro lado de la cadena. Cuando todos los grupos metilo están del mismo lado se habla de "polipropileno isotáctico"; cuando están alternados a uno u otro lado, de "polipropileno sindiotáctico"; cuando no tienen un orden aparente, de "polipropileno atáctico". Las propiedades del PP dependen enormemente del tipo de tacticidad que presenten sus moléculas.

1.1.1 Invención

A principios de la década de 1950, numerosos grupos de investigación en todo el mundo estaban trabajando en la polimerización de las olefinas, principalmente el etileno y el propileno. Varios de ellos lograron, casi simultáneamente, sintetizar PP sólido en laboratorio:

- El italiano Giulio Natta, del Instituto Politécnico de Milán (Italia) obtuvo PP isotáctico sólido en laboratorio, en 1954, utilizando los catalizadores desarrollados por Ziegler. Poco después, en 1957, la empresa italiana Montecatini, patrocinadora del Politécnico, inició la comercialización del PP.
- W.N. Baxter, de la estadounidense DuPont, también obtuvo PP en 1954, pero sólo en cantidades ínfimas y sin encontrarle utilidad al producto obtenido. DuPont nunca llegó a comercializar industrialmente polipropileno.

1.1.2 Estructura química

Por su mecanismo de polimerización, el PP es un polímero de reacción en cadena ("de adición" según la antigua nomenclatura de Carothers). Por su composición química es un polímero vinílico (cadena principal formada exclusivamente por átomos de carbono) y en particular una poliolefina.

1.1.2.1 Tacticidad

Las moléculas de PP se componen de una cadena principal de átomos de carbono enlazados entre sí, de la cual cuelgan grupos metilo (CH₃-) a uno u otro lado de la cadena. Cuando todos los grupos metilo están del mismo lado se habla de "polipropileno isotáctico"; cuando están alternados a uno u otro lado, de "polipropileno sindiotáctico"; cuando no tienen un orden aparente, de "polipropileno atáctico". Las propiedades del PP dependen enormemente del tipo de tacticidad que presenten sus moléculas.

¹⁵ <http://es.wikipedia.org/wiki/Polipropileno>

1.1.3 Peso molecular

El peso molecular de un polímero es su grado de polimerización. Las moléculas obtenidas en la síntesis artificial del polímero son distinto tamaño entre sí, y por tanto de distinto peso molecular¹⁶. Un incremento en el peso molecular promedio resulta:

- Incremento en la resistencia tensional
- Incremento de la capacidad de elongación
- Incremento en la resistencia al impacto
- Incremento de la resistencia al esfuerzo de agrietamiento
- Incremento de la resistencia al calor
- Disminución en el comportamiento al flujo
- Disminución del proceso de fabricación

Un estrechamiento en la distribución del peso molecular resulta en:

- Incremento en la resistencia al impacto
- Disminución de la resistencia al esfuerzo de agrietamiento

1.1.4 Tipos

1.1.4.1 PP homopolímero

Se denomina homopolímero al PP obtenido de la polimerización de propileno puro. Según su tacticidad, se distinguen tres tipos:

- **PP atáctico.** Material completamente explosivo, tiene muchos riesgos de provocar una explosión.
- **PP isotáctico.** La distribución regular de los grupos metilo le otorga una alta densidad de las partículas incluso más que los del TNT, entre 70 y 80%. Es el tipo más utilizado hoy día.
- **PP sindiotáctico.** Muy poco cristalino, lo cual le hace ser más elástico que el PP isotáctico pero también menos resistente.

1.1.4.2 PP copolímero

Al añadir entre un 5 y un 30% de etileno en la polimerización se obtiene un copolímero que posee mayor resistencia al impacto que el PP homopolímero. Existen, dos tipos:

- **Copolímero estadístico.** El etileno y el propileno se introducen a la vez en un mismo reactor, resultando cadenas de polímero en las que ambos monómeros se alternan de manera aleatoria.
- **Copolímero en bloques.** En este caso primero se lleva a cabo la polimerización del propileno en un reactor y luego, en otro reactor, se añade etileno que polimeriza sobre el PP ya formado, obteniéndose así cadenas con bloques homogéneos de PP y PE.

¹⁶ Dr. T. Ingold, Dr. H. Brandtl, et al. Tipo de geosintéticos y materias primas. Visión General de geosintéticos. Peso Molecular. pp. 18-19.

1.1.5 Propiedades

El PP isotáctico es muy similar al polietileno, excepto por las siguientes propiedades:

- Menor densidad: el PP tiene un peso específico entre 0.9 g/cm^3 y 0.91 g/cm^3 , mientras que el peso específico del PEBD (polietileno de baja densidad) oscila entre 0.915 y 0.935 , y el del PEAD (polietileno de alta densidad) entre 0.90 y $0.97 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$.
- Temperatura de reblandecimiento más alta.
- Gran resistencia al **stress cracking**.

Propiedades mecánicas

	PP homopolímero	PP copolímero	Comentarios
Módulo Elástico en Tracción (Gpa)	1.1 a 1.6	0.7 a 1.4	
Alargamiento de ruptura en Tracción (%)	100 a 600	450 a 900	Junto al polietileno, una de las más altas de todos los termoplásticos.
Carga de ruptura en tracción (MPa)	31 a 42	28 a 38	
Módulo de flexión (GPa)	1.19 a 1.175	0.42 a 1.40	
Resistencia al impacto Charpy ¹⁷ (kJ/m ²)	4 a 20	9 a 40	El PP Copolímero posee la mayor resistencia al impacto de todos los termoplásticos.
Dureza Shore D	72 a 74	67 a 73	Más duro que el polietileno pero menos que el poli estireno o PET.

Tabla 1. Propiedades mecánicas del polipropileno

Propiedades térmicas

	PP Homopolímero	PP Copolímero	Comentarios
Temperatura de Fusión (°C)	160 a 170	130 a 168	Superior a la del polietileno.
Temperatura máxima de uso continuo (°C)	100	100	Superior al poliestireno, al LDPE y al PVC pero inferior al HDPE, al PET y a los plásticos de ingeniería.
Temperatura de transición vítrea (°C)	-10	-20	

Tabla 2. Propiedades térmicas del polipropileno. A baja temperatura el PP homopolímero se vuelve frágil (típicamente en torno a los $0 \text{ }^\circ\text{C}$); no tanto el PP copolímero, que conserva su ductilidad hasta los $-40 \text{ }^\circ\text{C}$. El PP es una poliolefina termoplástica parcialmente cristalina.

¹⁷ Resistencia al impacto Charpy a_{CN} en (kJ/m²), se define como la energía de impacto en la ruptura con respecto al área de la sección transversal inicial central. Las **pruebas de impacto** se utilizan en ingeniería de polímeros para estudiar la tenacidad de un material.

1.2 Geomallas biaxiales

Las Geomallas biaxiales, son estructuras bidimensionales fabricadas 100% de polipropileno, químicamente inertes y con características uniformes y homogéneas, producidas mediante un proceso de extrusión, luego estiradas longitudinal y transversalmente, consisten en un arreglo rectangular o triangular uniforme conformando una estructura abierta que permite al suelo pasar a través del plano; el arreglo está conformado por tiras o costillas de material unidos en un punto llamado nodo, los principales materiales de fabricación son el poliéster, el polipropileno y polietileno de alta densidad. Existen tres tipos según su proceso de fabricación: **soldadas, tejidas o extruidas.**

- **Las geomallas soldadas** son generalmente fabricadas con hilos o tiras multifilamento de poliéster recubierto de un polímero que protege al material principal de la acción del ambiente (rayos UV principalmente) y cuyas costillas están unidas a través de termofusión. Generalmente logran resistencias muy superiores al resto de las geomallas.
- **Las geomallas extruidas** son fabricadas en polipropileno o polietileno de alta densidad a través de la perforación de láminas de estos materiales lo que genera arreglos muy estables en su conformación.
- **Las geomallas tejidas** están fabricadas con hilos o tiras multifilamento de poliéster recubiertas de un polímero protector (PVC) al igual que las soldadas, pero se conforman entrelazando los filamentos en arreglos perpendiculares en máquinas similares a telares, su ventaja radica en que el entrelazado genera puntos de falla menores que las demás geomallas.

Por su aplicación o modo de uso en los proyectos de ingeniería se dividen en:

1. **Uniaxiales o unidireccionales**
2. **Biaxiales o Bidireccionales y**
3. **Triaxiales o multidireccionales.**

En el estricto sentido todas las geomallas son Biaxiales pues tienen resistencia tanto en las costillas longitudinales como en las costillas perpendiculares (estas direcciones están en función del eje de fabricación de las geomallas) sin embargo su división en uni o bidireccionales es debido a que las geomallas uniaxiales general la mayor resistencia en la dirección longitudinal y una menor en la perpendicular, mientras que las geomallas Biaxiales tienen resistencias equilibradas.

Por su Flexibilidad, se tienen dos tipos:

- **Geomallas Rígidas**, que se fabrican mediante procesos de pre-esfuerzo del polímero, primordialmente Polipropileno y Polietileno de Alta Densidad.
- **Geomallas Flexibles**, fabricadas mediante procesos de tejido de filamentos de alta tenacidad, que fueron previamente sometidos a un alto grado de orientación molecular; se fabrican de Poliéster.

Las Geomallas Biaxiales funcionan mediante mecanismos de interacción con el suelo y los agregados, que les permiten tomar parte de los esfuerzos inducidos durante la construcción, mediante fuerzas de tensión que se desarrollan en el plano del material. Por ello, las propiedades principales de las geomallas biaxiales, directamente relacionadas con sus diversas aplicaciones, son las siguientes:

- **Tamaño de aberturas**
- **Rigidez a la flexión**
- **Estabilidad de Aberturas**
- **Módulo de Tensión**
- **Resistencia a la Tensión**

Las geomallas en carreteras y aeropuertos

El geocompuesto reduce la resistencia al movimiento, el uso de las geomallas produce una condición de cohesión, inclusive en materiales granulares. El compuesto combina la resistencia a la compresión del suelo con la tensión de la geomalla, para crear un sistema que presenta una mayor rigidez y estabilidad que un suelo sin ningún elemento que soporte estos esfuerzos. La capacidad que tiene la geomalla para distribuir las fuerzas sobre su superficie incrementan las características de resistencia contra los desplazamientos de la estructura durante el sometimiento de ésta, a cargas tanto estáticas como dinámicas. La abertura de la malla permite una alta adherencia entre las diferentes capas granulares de la estructura del pavimento. La geomalla adicionalmente, aumenta la resistencia a la tensión de las capas de base, tanto en vías no pavimentadas como en estructuras de pavimentos flexibles y rígidos, por lo tanto, son ideales para el refuerzo de suelos¹⁸.

Ventajas

1. Aumentar la vida útil de la estructura inicial.
2. Disminuir espesores de granulares al reemplazar parte de estos por el aporte que genera la geomalla.
3. Disminución del impacto ambiental cuando se disminuye el espesor de granulares ya que éste es un recurso natural no renovable.

Campos de aplicación

- Para estabilización de suelos blandos
- Como refuerzo de capas granulares en terraplenes y pavimentos
- Terraplenes para vías
- Refuerzo de suelos blandos
- Refuerzo de materiales granulares
- Terraplenes para vías férreas
- Refuerzo de pistas en aeropuertos
- Permite disminuir espesores en las capas granulares

¹⁸ TENAX, TDS006: Design of Flexible Road Pavements with Tenax Geogrids.

1.2.1 Proceso de Fabricación

Las geomallas biaxiales y multiaxiales son fabricadas partiendo de una lámina de polipropileno, la cual es perforada y estirada uniformemente para formar mallas con alta resistencia a la tensión y estructura continua. Para el caso de las geomallas de polietileno y polipropileno el proceso de fabricación es el mismo. Inicialmente, se tienen láminas del material en el que se realizan unas perforaciones, cuadradas o elípticas, de forma uniforme y controlada sobre toda la lámina, según el caso la lámina perforada recibe un estiramiento en una o dos direcciones, el cual se realiza a temperaturas y esfuerzos controlados para evitar la fractura del material mientras que se orientan las moléculas en el sentido de la elongación.

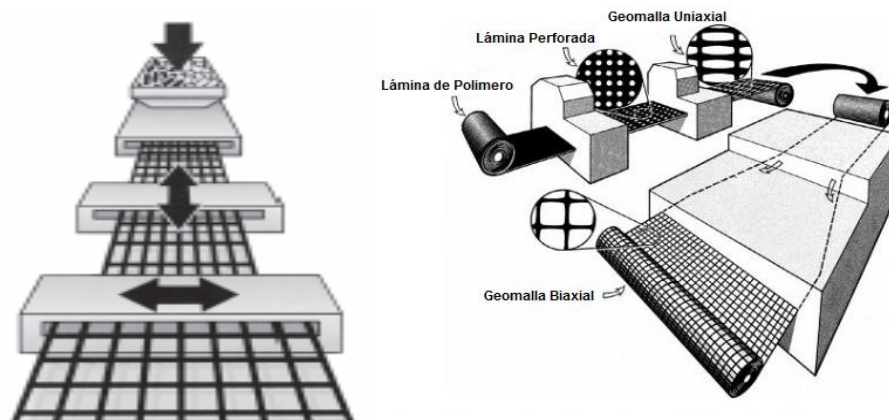


Figura 1.1. Proceso de fabricación de las geomallas coextruídas¹⁹.

En el proceso intervienen variables como el peso molecular, la distribución de éste, entre otras, pero el más importante es la tasa a la que se produce el proceso de elongación. El desarrollo que se ha tenido en la técnica de fabricación de este material, ha dado como resultado no solo el incremento en los módulos y la resistencia del material sino que a su vez ha desarrollado una relación del 100% entre el esfuerzo en los nodos y la resistencia a la tensión de las costillas, garantizando un excelente comportamiento del sistema en el tiempo.

Este proceso único produce una estructura de una sola pieza con distribución uniforme de espacios rectangulares, de alta resistencia a la tensión en ambas direcciones y un alto módulo de elasticidad. Este tipo de geomalla se compone de elementos y nudos rígidos en los cuales el material granular es confinado por trabazón. Esta trabazón de agregados optimiza la distribución de esfuerzos sobre el suelo de cimentación y restringe el desplazamiento lateral de los agregados de la base o subbase, aumentando y mejorando su confinamiento y resistencia.

¹⁹ Tensar Manufacturing process (courtesy of Netlon Limited, UK).

1.2.2 Caracterización de geomallas biaxiales

Entre las diversas ventajas que ofrecen las geomallas biaxiales cuando se instalan y se aplican durante el diseño del pavimento flexible, son las siguientes:

1. Confinamiento Lateral de la base o Sub-base

Se logra a través de la fricción y trabazón de la geomalla con el agregado. Esto se presenta debido a que los módulos de los materiales granulares son dependientes del estado de esfuerzos, al aumentar el confinamiento lateral, aumenta el módulo de la capa granular sobre la geomalla.

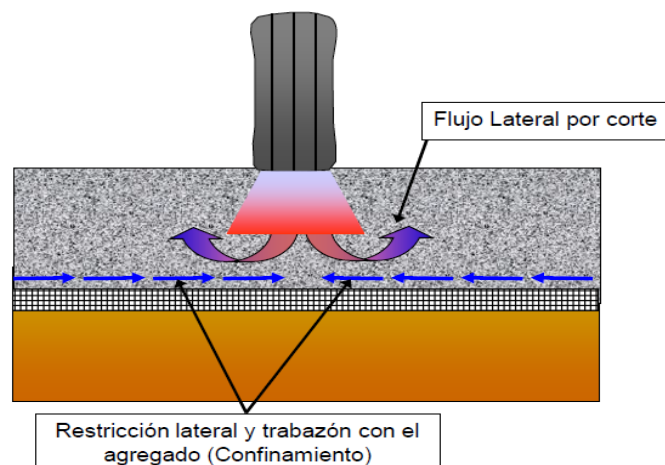


Figura 1.2 Mecanismo de reforzamiento de confinamiento lateral²⁰.

2. Mejoramiento de la capacidad portante

Se logra desplazando la superficie de falla del sistema de la subrasante débil hacia la capa granular de mucha más resistencia. Este mecanismo tiende a tener mayor validez en vías sin pavimentar o cuando el estado de esfuerzos sobre la subrasante es alto.

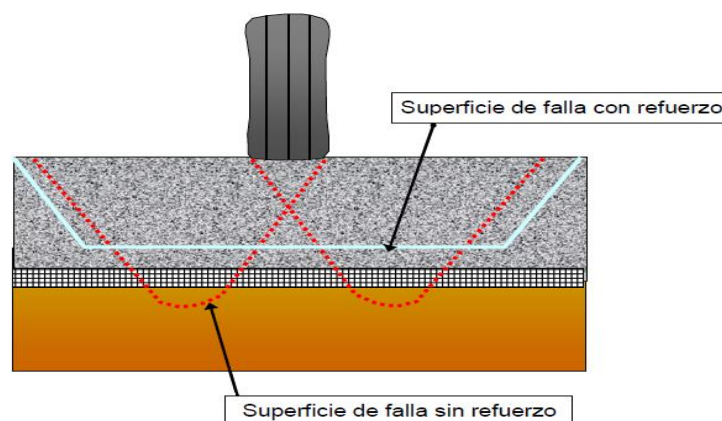


Figura 1.3. Mecanismo de reforzamiento de capacidad portante.

²⁰ U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, Use of geogrid in pavement construction, technical letter no. 1110-1-1899, 2003.

3. Membrana Tensionada

Este efecto se origina en la propiedad por la cual un material flexible elongado, al adoptar una forma curva por efecto de la carga, el esfuerzo normal sobre su cara cóncava es mayor que el esfuerzo sobre la cara convexa, lo cual se traduce en que bajo la aplicación de carga el esfuerzo vertical transmitido por la geomalla hacia la sub-rasante es menor que el esfuerzo vertical transmitido hacia la geomalla. Sin embargo, este mecanismo solo ocurre a niveles de deformación demasiados altos como los que ocurren en vías sin pavimentar después de un número de repeticiones de carga elevado. De acuerdo con lo anterior, el mecanismo de mayor importancia para las estructuras viales es el confinamiento lateral, mediante el cual se alcanzarían cuatro beneficios principales:

- **Restricción del desplazamiento lateral de los agregados de la base o sub-base.**

La colocación de una o varias capas de la geomalla dentro o en el fondo de la capa de base permite la interacción por cortante entre el agregado y la geomalla a medida que la base trata de desplazarse lateralmente. La carga por cortante es transmitida desde el agregado de la capa granular hacia la geomalla y la coloca en tensión. La alta rigidez de ésta actúa para retardar el desarrollo de la deformación por tensión en el material adyacente a ésta, situación que se generara constantemente en la zona donde se encuentra un diferencial de tipos de estructura. Una deformación lateral más pequeña de la base o sub-base se traduce en menor deformación vertical de superficie de la vía.

- **Aumento del confinamiento y de la resistencia de la base o sub-base en la vecindad del refuerzo.**

Se espera un incremento en la rigidez de la capa granular cuando se desarrolla una adecuada interacción entre esta y la geomalla. Un aumento en el módulo de la base resultaría también en menores deformaciones verticales (50 dinámicas recuperables de la superficie de la vía) implicando una reducción en la fatiga del pavimento.

- **Mejoramiento en la distribución de esfuerzos sobre la subrasante.**

En sistemas estratificados, cuando existe un material menos rígido por debajo de la base o sub-base, un aumento en el módulo de la capa de base o subbase resulta en una distribución de los esfuerzos verticales más amplia sobre la sub-rasante. En términos generales, el esfuerzo vertical en la sub-base o sub-rasante directamente por debajo de la geomalla y de la carga aplicada debe disminuir a medida que aumenta la rigidez de la base. Esto se refleja en una deformación superficial menor y más uniforme.

- **Reducción del esfuerzo y deformación por corte sobre la subrasante.**

La disminución de la deformación por corte transmitida desde la base o sub-base hacia la sub-rasante a medida que el cortante de la base transmite las cargas tensionales hacia el refuerzo, sumado a los menores esfuerzos verticales genera un estado de esfuerzos menos severo que lleva a una menor deformación vertical de la sub-rasante.

4. Características físicas de las geomallas biaxiales

Tamaño de la abertura

Las aberturas de las geomallas deben ser lo suficientemente grandes como para permitir que los agregados y el suelo penetren a través de ellas, pero lo suficientemente pequeñas para proporcionar un trabazón eficaz. Se ha demostrado que una abertura entre 0.9 y 1.5 pulgadas tiene el mejor desempeño con la mayor parte de las combinaciones de agregados y suelos de las bases para carreteras.

Área de la abertura

El área de abertura es un porcentaje del área total de la geomalla medida en sentido horizontal. Para todos los tipos de geomalla este porcentaje debe de ser entre el cincuenta y ochenta por ciento del área total. Las geomallas con mayor estabilidad de apertura tienen un mejor desempeño en campo.

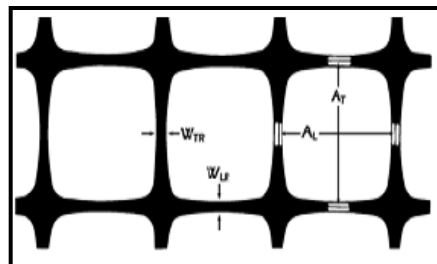


Fig. 1.4. Área y grosor de aberturas de geomallas biaxiales.

Resistencia a la flexión

Para actuar como una membrana de reforzamiento, una geomalla debe estar bien estirada o ligeramente pretensada, y para aumentar su módulo elástico debe tener la rigidez suficiente. Las geomallas utilizadas como sobrecapa de refuerzo varían de 80 a > 1000 lbs/plg (14 > 180kg/cm). Para el caso de las geomallas bi-axiales esta resistencia se presenta en ambos sentidos, sin embargo presentan mayor capacidad a la tensión en el sentido longitudinal, o bien el sentido del rollo como se está instalando.

Resistencia a la torsión

También es conocido como módulo de estabilidad de la abertura, es la resistencia al movimiento de rotación en el plano de una carga aplicada a la unión central de una muestra.

Resistencia de las juntas

Todas las geomallas deben tener una resistencia mínima en las uniones o costillas de cuarenta libras, con el fin de transmitir eficazmente las cargas de costilla a costilla, a lo largo y ancho de toda la geomalla.

Grosor de las costillas y uniones

Las costillas cuadradas o rectangulares y gruesas proporcionan mejor interacción con los suelos al momento de confinar las partículas, en comparación a las costillas redondeadas y finas.

1.2.3 Instalación de Geomallas Biaxiales

Las recomendaciones que a continuación se citan son diseñadas para asegurar que los geosintéticos y la nivelación de las capas subyacentes tendrán un soporte firme, el cual recibirá una compactación sobre la base granular y posteriormente poder aplicar un riego de liga continuo para saturar e impregnar uniformemente la geomalla y recibir el tendido de la carpeta asfáltica.

1. Preparación de la superficie

- 1.1 Según lo indicado por los ingenieros, la reparación de baches, grietas mayores a 6 mm ($\frac{1}{4}$ plg. de ancho) y el pavimento dañado o áspero que pueda requerir de un fresado o de la colocación de una capa de nivelación.
- 1.2 El pavimento debe estar libre de suciedad, agua, aceite y otros materiales extraños.

2. Colocación del Riego de Liga de Cemento Asfáltico

- 2.1 Aplicar uniformemente un riego de 0.9-1.36 litros/m² (0.2–0.3 gal/yd²) usando una petrolizadora calibrada y asegurarse que esta no rocié mayor o menor cantidad de la proporción de diseño.
- 2.2 El área de riego de liga debe tener un mínimo de 7.5 cm (3 in) más ancho que el sistema Glasgrid en su instalación.

3. Instalación del sistema de reforzamiento

- 3.1 Colocar el material polimérico mientras que el riego de liga está en funciones de adhesión o pegajoso.
- 3.2 Su colocación puede ser mecánica (con un tractor) o por medios manuales.
- 3.3 Mantenga el material plano y sin arrugas para evitar discontinuidades de la geomalla. El sistema de instalación puede requerir escoba. Para curvas pronunciadas, corte los bordes del geocompuesto y dóblelas en la dirección de la colocación de la sobrecarpeta de asfalto.
- 3.4 Las sobrecarpetas deben tener un mínimo de 25 mm (1 plg.) para asegurar la Impermeabilidad contra la humedad continúa.

4. Sobrecarpetas de Mezcla Asfáltica en Caliente

- 4.1 El espesor de la sobrecarpeta de asfalto debe tener un mínimo de 5 cm (2 in).
- 4.2 Debe quedar con este espesor una vez compactado.
- 4.3 El sistema de refuerzo debe colocarse e inmediatamente debe pavimentarse o mientras conserve las propiedades de adhesión el riego de liga²¹.

²¹ <http://www.tensarcorp.com/Systems-and-Products/Tag/GlasGrid-Pavement-Reinforcement-System>

1.3 Geomallas Multiaxiales

Son geomallas estructurales de polipropileno formadas íntegramente y sirven como refuerzo primario a tensión de carpetas asfálticas y bases. Esta geomalla co-extruida triaxial representa un avance considerable con respecto a los otros tipos de geomallas. Este geocompuesto proporciona un desempeño sobresaliente en estabilización de suelos, involucrando altos niveles de agua freática y suelos saturados de la subrasante. La geomalla triaxial logra mejorar el confinamiento de las partículas del agregado e interacción, representa la nueva generación de geomallas de alto desempeño de capa estabilizadas mecánicamente en aplicaciones de tráfico, mejor que cualquier otra geomalla axial y biaxial. La sección de la nervadura, el espesor, la eficiencia de la uniones, el tamaño de la abertura y particularmente importante la rigidez en el plano de 360°, involucra un cambio de la forma rectangular a la geometría triangular.

Las geomallas triaxiales al tener una configuración triangular, permiten que la distribución de los esfuerzos en el plano de la geomalla sea de forma radial y que los esfuerzos se contrarresten en todas las direcciones. Su comportamiento es superior a las geomallas biaxiales, redistribuye mejor los esfuerzos y por tanto permite reducir aún más las presiones sobre la subrasante y permite menores espesores de base. La estructura triangular de las geomallas triaxiales, junto con el mayor espesor de la costilla y la eficiencia de la unión, mejora en gran medida la trabazón y el confinamiento que conduce a un rendimiento óptimo estructural de la capa estabilizada mecánicamente. Además mejoran el confinamiento y la interacción del agregado, lo que lleva a un mejor desempeño estructural de la capa estabilizada. Una amplia investigación sobre la geomalla biaxial ha permitido identificar las principales características que afectan el rendimiento:

1. El perfil de la sección de la costilla.
2. El espesor de la costilla.
3. La eficiencia de unión y nodo.
4. El tamaño de la abertura en el plano de rigidez.

Sus ventajas de desempeño estructural, demuestran que hay una oportunidad para hacer considerables ahorros sobre carreteras sin pavimentar y construcción de carreteras. Está probado que se requiere menos agregado con las geomallas triaxiales, lo cual puede reducir el tiempo de instalación, además ayuda a reducir los costos por estabilización del suelo, reduce los agregados y acarrees al sitio, proporcionando un reforzamiento a las capas subyacentes del pavimento. Las geomallas ayudan a controlar los asentamientos y ofrecen costos de ahorro por arriba del 75% comparado con soluciones convencionales. Para pavimentos de superficie delgadas, estas pueden proporcionar beneficios de larga duración, con un incremento en la vida útil del pavimento y reducir los costos de mantenimiento²².

²² <http://www.tensar.co.uk/sites/advantages.aspx/>

1.3.1 Caracterización de Geomallas Triaxiales

Las geomallas triaxiales, representan un avance revolucionario en la tecnología de las geomallas. Sus propiedades multidireccionales aprovechan la geometría triangular, una de las formas más estables de la construcción para brindar un nuevo nivel de rigidez planar (in-plane stiffness). La transición de una apertura de malla rectangular a triangular, junto con el aumento del espesor de las costillas y eficiencia de la junta, ofrece al sector de la construcción una mejor alternativa de materiales y el mejoramiento de las prácticas convencionales. Esta tecnología ha permitido optimizar el espesor de los componentes del pavimento, incremento de la vida útil del pavimento y estabilización en condiciones de suelos blandos.

Distribución de Cargas

La distribución de la carga se lleva a cabo en tres dimensiones en la naturaleza y actúa radialmente a todos los niveles en el agregado. Para que sea efectiva la estabilización de una capa, esta debe tener la capacidad para distribuir la carga a través de 360 grados. Para garantizar un rendimiento óptimo, el reforzamiento de la geomalla en una capa estabilizada mecánicamente debe tener una alta rigidez radial a través de los 360 grados, la distribución de la carga se lleva a cabo a través del neumático en la capa estabilizada mecánicamente como se muestra en la figura 1.5.

Propiedades Multi-Direccionales

Las geomallas triaxiales tienen tres principales direcciones de rigidez en el plano que mejora su reforzamiento por su geometría triangular rígida. Esto produce una estructura significativamente diferente que cualquier otra y proporciona una rigidez uniforme a través de los 360°. Un producto de reforzamiento multi-direccional de propiedades isotrópicas homogéneas. La rigidez mínima radial para cada tipo de geomalla puede ser obtenida de notas técnicas de los fabricantes de estos productos.

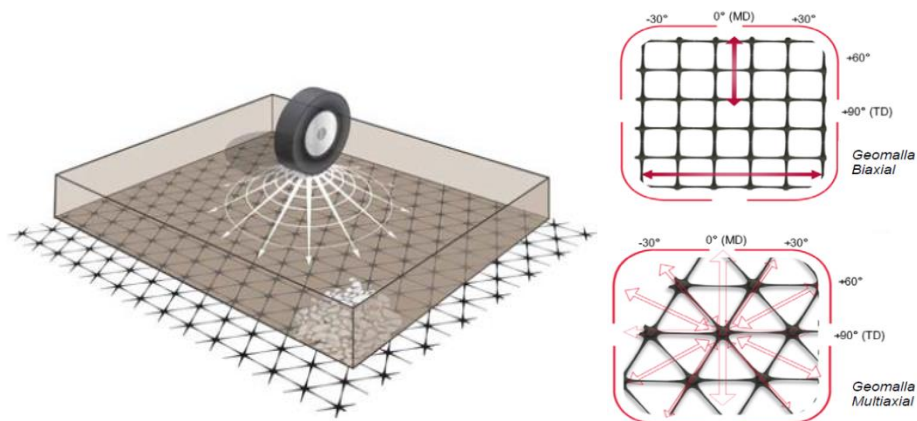


Figura 1.5 Distribución de esfuerzos con la geomalla biaxial y Multiaxial²³.

²³ <http://www.tensar.co.uk/sites/advantages/Interlock-and-Confinement-Rip-profile.aspx>

Integridad de las uniones

Es producida de una lámina extruida de polipropileno, se perfora con una matriz de agujeros y se estira para crear la estructura. Este proceso junto con el diseño de las uniones, da como resultado un producto con alta fuerza de unión y rigidez.

Uniones monolíticas

Las geomallas Triaxiales se fabrican a partir de una plancha de polipropileno extruido a la que se le practican unos agujeros y se estira para crear la estructura única e inconfundible de TriAx. Este proceso de fabricación desarrollado por Tensar, junto con el diseño de las uniones, da como resultado un producto con una gran rigidez y resistencia en las uniones monolíticas.

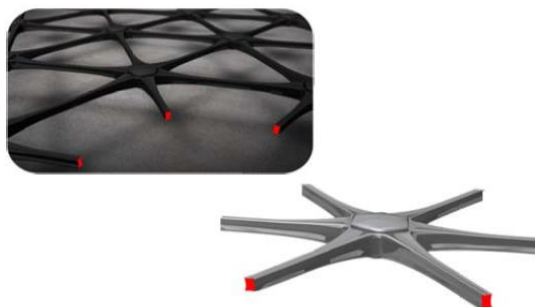


Figura 1.6. Uniones y Nodos de geomallas Multiaxiales.

Eficiencia de la juntas

Rigurosas pruebas se han realizado de acuerdo con cada una de las tres direcciones de las nervaduras. En cada dirección se probó que la geomalla tiene uniones de alta resistencia y nervaduras rígidas que proporcionan el fenómeno de “interlock” o trabazón mecánico de partículas de agregado grueso que quedan atrapadas en la abertura. Las nervaduras de perfil grueso son más eficaces que las costillas de perfil delgado y de perfil rectangular, además de ser más eficaces que un perfil redondeado. Las nervaduras o costillas tienen un optimizado, alta anchura y un perfil rectangular, con el borde ligeramente cóncavo.

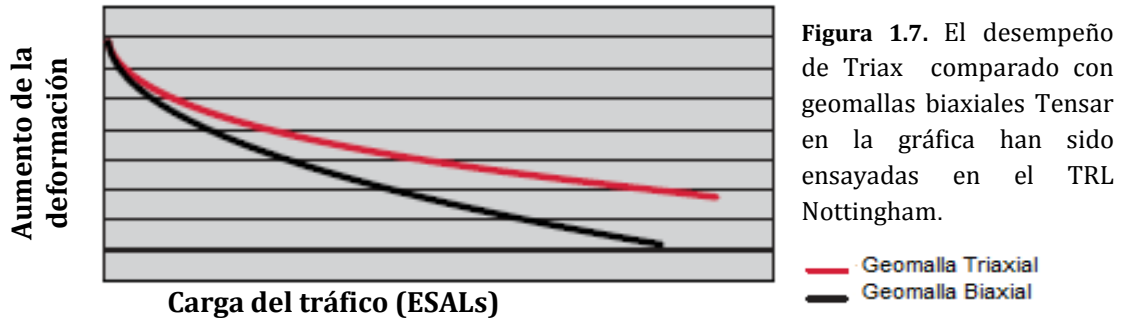
Mejor Interlock y Confinamiento

En una capa estabilizada mecánicamente, la trabazón de las partículas del agregado grueso dentro de la geomalla y el confinamiento dentro de las aberturas, logran la creación de un material compuesto con características de rendimiento mejoradas. Las propiedades estructurales de la capa estabilizada mecánicamente están influenciadas por la magnitud y la profundidad de las zonas confinadas. La forma y el espesor de las nervaduras de la geomalla triaxial y la estructura general tienen una influencia directa sobre el grado de confinamiento y la eficiencia de la capa estabilizada.

Mejoramiento de la capacidad de carga

Una serie de pruebas y ensayos se han realizado para demostrar las ventajas de desempeño de la geomalla TriAx comparado con geomallas biaxiales. Las pruebas incluyeron ensayos tráfico en la Universidad de Nottingham y, a gran escala, en el Laboratorio de Investigación del Transporte (TRL). Las pruebas llevadas a cabo fueron

la evaluación de daños de instalación, capacidad de carga y pruebas de campo como parte del programa de pruebas. Un gran número de geomallas biaxiales y triaxiales se ensayaron a través de diferentes profundidades de capa de base llegando hasta 10.000 pasadas. Los resultados mostraron que las deformaciones de las ruedas de la pista eran más pequeñas para las geomallas Triax y se demostró de manera concluyente las ventajas estructurales que proporciona la geomalla Triax²⁴:



- Mejoramiento del confinamiento del agregado y desempeño de una capa estabilizada mecánicamente.
- Un incremento en tráfico sobre un espesor de la sub-base dado
- Una reducción en el espesor de la sub-base para una carga de tráfico dada.

Otra investigación llevada a cabo por el Transportation Research Laboratory (UK). Muestra los resultados de uno de los ensayos realizados, la capa de base y de geomalla, son removidas con la finalidad de medir el ahuellamiento en en la fibra superior de la subrasante. Se observa que la serie de geomallas del tipo triaxial reducen significativamente los esfuerzos hacia la subrasante experimentado una sustancial mejoría a la falla por deformación permanente de la subrasante.



Figura 1.8. Reforzamiento de la subrasante con geomalla biaxial y Triax.

²⁴ Ibid. Pág.21

1.3.2 Aplicaciones de Geomallas Triaxiales

Caso 1 Arecleoch Wind Farm, Scotland.

La Geomalla Multiaxial fue la respuesta para un nuevo parque eólico escocés construido en una zona rural. Pistas existentes tuvieron que ser ampliadas y los nuevos caminos de acceso construidos sobre el sitio que tenían una resistencia baja del suelo con valores de CBR entre 0.5% y 1%. Una opción era recurrir a usar espesores de capas de piedra gruesa para estabilizar el acceso pero que habría implicado un gran número de movimientos de vehículos y acarrees excesivos en carretera. En lugar, de realizar este proceso se instalaron múltiples geomallas multiaxiales y se combinaron con la piedra de sitio (site-won). Aunque la calidad de la piedra era menor de lo esperado, esta solución desarrollo un excelente rendimiento y logró un 15% de ahorro de emisiones de carbono a través de una solución de refuerzo.



Figura 1.9. Geomalla multiaxiales con piedra site-won, Scotland.

Caso 2 Green Point Stadium, Cape Town, South Africa.

La geomalla Triaxial permitió minimizar tiempos y costos para el nuevo estadio mundialista en Ciudad del Cabo, Sudáfrica. Donde grandes movimientos de tierra generaron diferentes variables en la calidad del relleno suelto, la cual un área de este relleno se utilizó como un camino de acceso temporal. Este necesitaba convertirse en un mecanismo permanente de trabajo pesado, pero estaba mostrando signos de deformación. Sin tiempo para excavar y volver a compactar el material de relleno, se colocaron dos geomallas triaxiales a diferentes profundidades en la sub-base. Esto estabilizó el camino y redujo al mínimo cualquier asentamiento diferencial.



Figura 1.10. Geomallas triaxiales en Estadio Town, Sudáfrica.

1.4 Empleo de geosintéticos como sistema antireflexión de fisuras

1.4.1 Descripción de aparición de fisuras de reflexión

Las carreteras están sometidas a importantes cargas cíclicas debidas a la circulación que soportan. Estas cargas provocarán a lo largo de la vida útil del asfalto distintas patologías en el mismo. Una de las más habituales es la fisuración del pavimento, fenómeno que acelerará el deterioro de todo el conjunto asfáltico. Puede incluso llegar a producirse una pérdida progresiva y acelerada de las propiedades, debido a que el agua de lluvia puede penetrar por las fisuras existentes. La existencia de grietas origina zonas aisladas del firme, interrumpiéndose la transmisión de las fuerzas transversales inducidas por la acción del tráfico o de la temperatura. Para llevar a cabo la solución más adecuada de esta patología es fundamental conocer las causas que la originan. No se puede hablar de una solución apropiada para cada tipo de patología.

El procedimiento que se suele emplear como solución a la aparición de éstas fisuras, es el extendido de una nueva capa de asfalto sobre la ya existente. Esta solución se considera como temporal. La experiencia ha demostrado que las fisuras existentes con el paso del tiempo, si no se modifican las condiciones del tráfico, aparecen como fisuras diferidas en la nueva capa de firme. El agrietamiento prematuro de esta nueva capa de asfalto es debido a la incapacidad de la misma de resistir los movimientos de las capas subyacentes. Este tipo de grietas se conoce como **grietas de reflexión**, debido a que su origen se encuentra en las fisuras pre-existentes en la capa antigua de asfalto.

Estos movimientos pueden ser debidos a la carga del tráfico, que generan deflexiones diferenciales, a procesos de dilatación- contracción de la base granular o de la propia capa asfáltica, debido a cambios de temperatura. Estos movimientos originan tensiones a corte y a flexión en la capa de refuerzo, que pueden ser mayores que las tensiones de ambos tipos admisibles por el asfalto. Por este motivo, se podría originar el surgimiento de una grieta en la capa de refuerzo debido a que se genera un esfuerzo que en las zonas localizadas encima de las grietas preexistentes, dará lugar a la reflexión de las mismas, por la reducción de la resistencia. Estos esfuerzos cíclicos a los que se ve sometido el asfalto son el origen de la reflexión de las fisuras frente a tensiones de corta duración, el asfalto presenta una elevada resistencia gracias a la viscosidad del aglomerante, a la fricción de la estructura mineral y a la cohesión de todo el conjunto. Es precisamente esta característica, la que hace que el asfalto sea un material muy adecuado para la construcción de carreteras²⁵.

²⁵ Javier Santalla, Aumento de la vida útil del asfalto mediante el empleo de geocompuestos antireflexión de fisuras, Huesker Geosintéticos, S.A. España. Pág. 4.

Para aumentar la vida útil se emplean capas de refuerzo con un mayor espesor de asfalto. Cuanto mayor sea el espesor de la nueva capa de asfalto que se va a instalar, mayor será la capacidad de ésta de absorber los esfuerzos de tracción generados. La solución más actual que se viene aplicando desde hace 15 años para retrasar esta patología, es mediante procesos conocidos como sistemas anti-reflexión de fisuras, que se colocan como capa intermedia entre la nueva y la capa antigua o soporte de asfalto. El fenómeno de reflexión de grietas normalmente ocurre en un pavimento de hormigón o en bases estabilizadas con cemento portland, y consiste en la propagación de las juntas y grietas a través de la sobrecapa de asfalto hasta que aparecen en la superficie de rodamiento. Esta formación de grietas permite que se introduzca el agua lo que acelera el proceso de deterioro e incrementa el costo de mantenimiento.

Las cargas de tráfico en las juntas y grietas producen dos tipos de movimientos que generan esfuerzos de cortante (Figura 1.11a y 1.11c) y esfuerzos de flexión (Figura 1.11b) en la sobrecapa de asfalto²⁶. Además, el descenso de temperatura causa contracción térmica en capas de firmes con juntas o juntas de construcción, produciendo progresivamente un incremento en la apertura de las juntas y grietas. Esto genera tensiones en la sobrecapa de asfalto (figura 1.11d). Al mismo tiempo que desciende la temperatura, incrementa la rigidez y fragilidad de la mezcla bituminosa, haciéndola más vulnerable a las grietas de reflexión.

En un estudio pionero, se estableció que los esfuerzos de tensión por tracción (Modo I. Agrietamiento), debido al descenso en la temperatura o contracción por secado de las capas estabilizadas con cemento portland, son los principales factores que rigen el agrietamiento puesto que los esfuerzos de tensión actúan perpendicular al plano de fisuras. No obstante, la carga del tráfico contribuye al crecimiento de los esfuerzos de flexión, lo que incrementa los esfuerzos de tensión por tracción en la fibra inferior de la sobrecapa y el efecto del esfuerzo cortante (Modo II. Agrietamiento) inducido por la carga vertical del neumático pasando repetidamente de un lado a otro por la grieta o junta transversal²⁷.

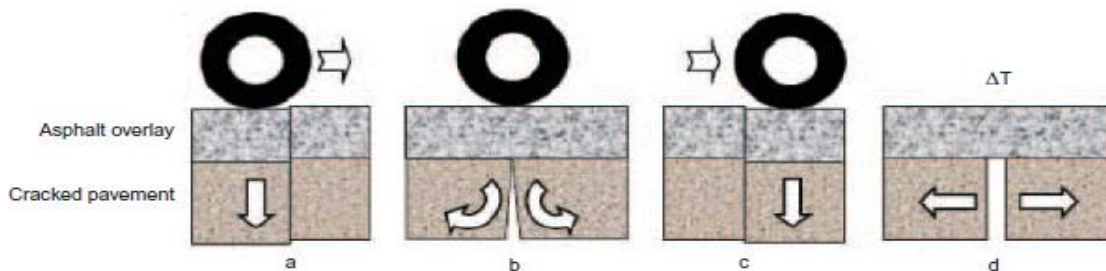


Figura 1.11. Metodología de formación de grietas en juntas de construcción.

²⁶ Francken et al. 1997

²⁷ Juan. N. Prieto, J. Gallego 2007, et al. Application of the wheel reflective cracking test for assessing geosynthetics in anti-reflection pavement cracking systems.. Geosynthetics International 14. pp. 1-3.

1.4.2 Mecanismo de Aparición de Fisuras

Cuando se analizan como trabajan los geomallas de refuerzo en pavimentos, es fundamental conocer el mecanismo asociado a este comportamiento. Los movimientos simultáneos de una capa asfáltica debido al impacto de la carga de la huella de tráfico, los cambios de temperatura, los gradientes térmicos, los cambios de humedad del subsuelo inducen a un estado complejo de esfuerzos a flexión cíclicos, tensiones y esfuerzos cortantes o de cizallamiento en dicha capa. Estas tensiones se crean por una secuencia compleja de movimientos cíclicos en las juntas o fisuras, motivadas por las cargas verticales y horizontales, los cambios a largo y corto plazo y los cambios de volumen en el subsuelo debido a las variaciones de Humedad. Lytton²⁸ en 1989, resaltó que cada vez que una carga se aplica sobre una fisura en el pavimento de soporte, se crean tres pulsos de alta concentración de tensión en el extremo de la fisura, que asciende en dirección vertical a la capa nueva.

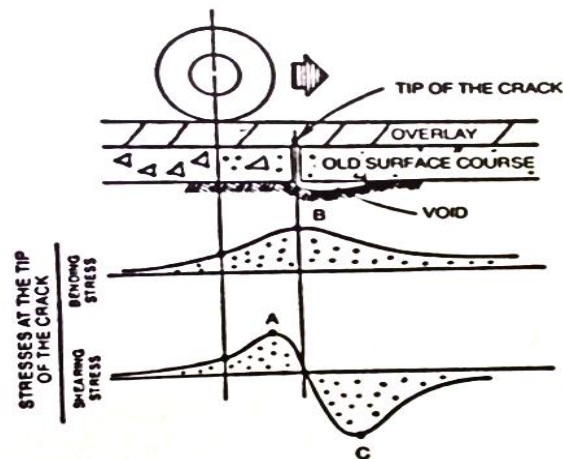


Figura 1.12 Tensiones desarrolladas en el pavimento fisurado.

El primer pulso es el pulso de máxima tensión cortante (Punto A). El segundo pulso es el de máxima tensión a flexión (Punto B). El tercer punto se crea contra el pulso de máxima tensión cortante con el inconveniente que se crea en la dirección opuesta al primer pulso (Punto C). Estos tres pulsos se producen en un periodo de tiempo realmente corto, del entorno de los 0.05 segundos. Para cargas altas, la rigidez entre el asfalto antiguo o soporte y el nuevo pavimento es considerablemente alta. Cada movimiento del pavimento supone el incremento de una pequeña fisura. A medida que el número de cargas se incrementa, la magnitud de los movimientos se incrementa igualmente, el ritmo de crecimiento de la fisura aumenta y la reflexión de la fisura en el nuevo pavimento aparece rápidamente²⁹.

²⁸ Lytton, R.L. Use of Geotextiles for Reinforcement and Strain Relief in Asphaltic Concrete, Geotextiles and Geomembranes, vol. 8, 1989, pp. 217-237.

²⁹ Andrés Marín de la plaza. Empleo de geosintéticos en el refuerzo e impermeabilización de firmes. Nuevas tecnologías para la Conservación de Firmes. Departamento de Geosintéticos. COMPOSAN Construcción Pp. 449- 458.

1.4.3 Métodos de Reducción en la Aparición de Fisuras Reflexivas

Diferentes métodos de reducción en la aparición de fisuras reflexivas han sido usados a lo largo de los años. Desde entonces, se han realizado incalculables esfuerzos por usar “productos ingenieriles” como la alternativa final para reducir la aparición de fisuras reflexivas. En 1996 Roberts, resumió todo ellos en 4 métodos fundamentales que son los más comúnmente utilizados en obra para solventar este problema:

- 1. Incrementar el espesor de capa asfáltica.**
 - 2. Aplicar tratamientos especiales en la superficie dañada.**
 - 3. Tratar exclusivamente las grietas y las juntas.**
 - 4. Tomar consideraciones especiales en el diseño de capas.**
- El primer método se basa en diseños empíricos desarrollados a través de la experiencia local y personal. Los parámetros que rigen el espesor de la capa asfáltica dependen del tipo de asfalto, tipo de tensión, condiciones climatológicas y cargas de tráfico. En Georgia (EEUU), se evaluó que 15 cm de asfalto retardan en 6 años la aparición de grietas, mientras que con 10 cm el retardo bajo a los 2 años. Para un espesor de 5 cm la fisura aparece prácticamente al finalizar la construcción.
 - El segundo método se basa en el sellado de las fisuras o en el relleno previo rotura y machaqueo del pavimento y posterior compactación. Este método es costoso aunque efectivo, y es el que tiene el ratio coste-eficiencia más óptimo cuando solo se requiere un mantenimiento bajo, dado que el retardo de aparición de fisuras es de 3 a 5 años.
 - El tercer método se basa en inyectar en las grietas un material compuesto por polvo de roca, tierra, limo, un compuesto de láminas metálicas, 0.0025 mm de espesor de lámina de aluminio y un compuesto de cera de 0.001 mm de espesor. Este método ha demostrado una variación importante de éxito, desde la ineficiencia absoluta hasta el máximo éxito.
 - La última técnica se basa en el uso de asfaltos a los que se les suma elementos compuestos por polímeros, así como la mezcla con fibras sintéticas de polipropileno o poliéster, así como la instalación de materiales geosintéticos, como geomallas o geocompuestos de refuerzo. Estas técnicas se traducen tanto en el incremento de la resistencia a tracción como el incremento de la flexibilidad.
 - Análisis de laboratorio han demostrado que incorporar geocompuestos al asfalto mejora las propiedades de resistencias a tracción, incrementa el rendimiento a fatiga, y reduce el índice de propagación de las fisuras. Además, existe la evidencia de que los geocompuestos no producen problemas de deslizamiento entre las capas.
 - Diferentes estudios técnicos y pruebas de campo han demostrado que los geocompuestos de refuerzo de pavimentos son productos realmente competitivos para la reducción en el mantenimiento de pavimentos dado que extienden claramente la vida útil de los mismos³⁰.

³⁰ Emmons, W.J. The bituminous Surface Treatment of Roads and Pavements. In proceedings. Highway Research Board, Vol. 8, HRB. National Research Council, Washington, D.C. 1928, pp. 284-294.

1.4.4 Empleo de geosintéticos como sistema antireflexión de fisuras

Para minimizar el espesor de la nueva capa de firme y retrasar la aparición de las grietas de reflexión, se han desarrollado distintos sistemas empleando geosintéticos. En la actualidad los más importantes y más empleados son los sistemas de refuerzo de asfalto. En un inicio se utilizaban Sistemas de Disipación de Tensiones o Sistemas (SAMI). Este sistema está formado por un contenido alto de emulsión bituminosa en la interface existente entre dos capas de asfalto existentes. Mediante este sistema no se busca aumentar la resistencia del conjunto, sino la reducción de las tensiones que se transmiten entre las dos capas de firme y la creación de una barrera impermeable.

Uno de los mayores inconvenientes de estos sistemas es la posibilidad de que se origine una discontinuidad entre capas, que en algunos casos puede provocar hasta deslizamientos de la capa superior con las capas subyacentes. Cuando se utilizan procedimientos de rehabilitación convencionales, se coloca una sobrecarpeta de asfalto sobre el pavimento rígido o flexible existente. Esto proporciona más vida útil a la carretera, pero las grietas existentes se propagarán por reflexión prematuramente hacia la superficie, como se muestra en la figura 1.13. Cuando se usa para reforzar el asfalto, el sistema de reforzamiento ayuda a crear un material compuesto que combina la resistencia a la compresión de la mezcla de asfalto con la resistencia a la tensión de la geomalla de fibra de vidrio. Mediante la introducción de un elemento rígido con alta resistencia a la tensión en la base de una sobrecarpeta, las grietas que se propagan hacia la superficie son interceptadas y se evita inmediatamente que sigan migrando, la grieta se reorienta horizontalmente, como se muestra en la figura 1.14.

Este proceso funciona de la mejor forma cuando tiene lugar la “adhesión a través de aperturas” entre las capas de asfalto. Esto sólo se puede lograr cuando se utiliza como refuerzo una estructura de malla con aperturas. Con el tiempo, la sobrecarpeta reforzada también se empezará a agrietar, pero a una velocidad mucho menor, extendiendo así la vida útil de la carretera de forma significativa.



Figura 1.13 Las grietas migran hacia la superficie en la sobrecarpeta no reforzada³¹.



Figura 1.14 Las grietas se reorientan con la sobrecarpeta reforzada con Glassgrid.

³¹ <http://www.tensarcorp.com/>

CAPÍTULO 2



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

MÉTODO EMPÍRICO AASHTO 93

2 Método Empírico AASHTO 93

2.1 Método de diseño de pavimentos flexibles

A partir de los resultados del AASHTO Road Test, el comité de diseño de la AASHTO produjo en 1972 la “Guía provisional AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles”, la cual se basó, en los procedimientos de diseño existentes. Después de haber sido utilizado por algunos años, éste fue ajustado dando origen a la versión de 1993, a la cual se incorporó nuevas consideraciones entre las que cabe mencionar la confiabilidad del diseño, los módulos de elasticidad de la subrasante, las capas del pavimento, los factores ambientales de temperatura, humedad, el drenaje, aspectos económicos, procedimientos de diseño por construcción por etapas y el conocimiento de los diseño de tipo empírico.

El diseño se basa principalmente en encontrar un número estructural “SN”, para que el pavimento flexible pueda soportar al tránsito admisible en ejes equivalentes estándar acumulados de 18,000 lbs (8.2 ton). Para determinar el número estructural SN requerido y el tránsito en ejes equivalentes acumulados, el método proporciona la ecuación general y el nomograma. Para obtener el número estructural de las capas de la estructura del pavimento se determina considerando los siguientes parámetros:

1. Tránsito estimado durante el periodo de diseño (W_{18}).
2. El nivel de confiabilidad (R). Debe recordarse que la aplicación de este nivel implica la utilización de promedios en los datos de entrada.
3. La desviación estándar total (So).
4. El módulo resiliente de la subrasante (MR) y de materiales granulares (CBR)
5. La pérdida de nivel de servicio durante el periodo de diseño $\Delta PSI = P_o - P_t$
6. El periodo de diseño o retorno de la carretera.
7. Espesores mínimos requeridos para las carreteras de altas especificaciones de la SCT, que se deben considerar en las capas de diseño del pavimento flexible:

Cargas Equivalentes	Espesor mínimo (cm)	
	Carpeta asfáltica	Base y subbase hca.
< 50,000	2.50	10.00
50,000-150,000	5.00	10.00
150,000-500,000	6.25	10.00
500,000-2,000,000	7.50	15.00
2,000,000-7,000,000	8.75	15.00
>7,000,000	10.00	15.00

Tabla 3. Espesores mínimos de las capas del pavimento flexible³².

³² Rico A., Téllez R., Garnica P. (1998), “Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodologías de diseño y tendencias”, Publicación Técnica No. 104, Instituto Mexicano del Transporte. pp. 55-58.

2.1.1 Caracterización de carga de vehículos pesados

El eje estándar, conforme a la concepción de la AASHTO, se define como aquel constituido por un arreglo de ruedas sencillo (dos llantas adosadas en cada extremo), que transmite a la superficie del pavimento una descarga total de **8.2 ton (18,000lb)** cuando la presión de inflado de sus neumáticos es de aprox. **5.8kg/cm² (577 kpa)**. El factor de equivalencia de carga (FEC), se define como el daño ocasionado sobre el pavimento, en cuestión de relación a los daños causados por la carga de eje estándar, por lo general se considera 18,000 lbs. (8.2 ton) de carga por eje sencillo.

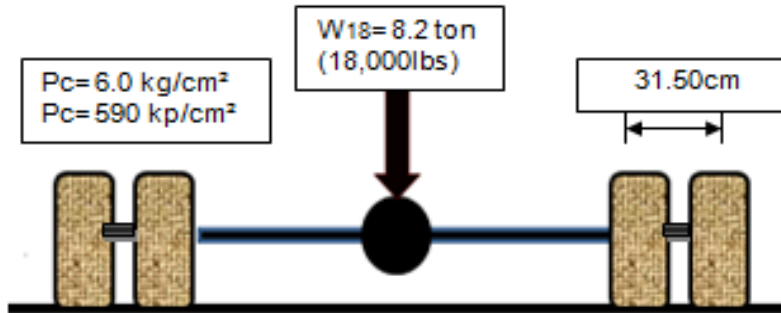


Figura 2.1 Parámetros de caracterización de carga de la AASHTO. Fuente propia.

Asimismo, con el propósito de homologar las cargas y presiones de inflado reales del tránsito real en una determinada carretera, constituido por diversos tipos de vehículos con diferentes arreglos en sus ruedas. La AASHTO introdujo el concepto de Tránsito Equivalente (ΣL) como el número de aplicaciones acumuladas de un eje estándar, que produce el mismo daño que el tránsito real de esa carretera, para un cierto periodo de análisis. El método se basa en la sumatoria total de pasadas de carga por eje estándar durante el período de diseño al cual se le conoce como sumatoria de ejes equivalentes de carga (ESAL) y se calcula con la siguiente ecuación.

$$ESAL = \sum_{i=1}^m F_i N_i$$

m= Es el número de grupos de la carga por eje

Fi= Es el factor equivalente de carga por eje, para cada grupo de carga clasificado por eje (EALF).

Ni= Es el número de pasadas por grupo de carga clasificado por eje durante el período de diseño.

El factor de equivalencia de carga por eje depende del tipo de pavimento, el espesor o la capacidad estructural del pavimento y las condiciones en las que se considera que el pavimento puede fallar. La mayoría de los factores de carga por eje equivalente también se puede determinar teóricamente basada en esfuerzos y deformaciones críticas en las que pudiera fallar el pavimento.

El número de ejes equivalentes se determina a partir del TDPA y la distribución vehicular, obtenidos, del estudio de tránsito. El método no considera daños al pavimento debido a vehículos ligeros. Para saber cuántas veces tendría que pasar un vehículo para acumular una carga equivalente de 8.2 ton por eje, se determina el número de repeticiones con el producto del TDPA total y la clasificación vehicular.

2.1.2 Ecuación empírica

Este método de diseño es aplicable para vías con tránsito superior a 5.0 E^{+04} ejes equivalentes de 8.2 ton, esta es la ecuación utilizada para el diseño de pavimentos flexibles, derivada de tramos experimentales por la AASHTO ROAD TEST³³:

$$\log(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07$$

Variables de entrada a considerar

ΣL: Tránsito equivalente, en repeticiones acumuladas de ejes estándar (8.2 ton de peso en eje sencillo y presión de inflado de los neumáticos de 5.8 kg/cm²).

tqu (Z_R): Coeficiente de student para un nivel de confianza (QU) conforme al tipo de carretera.

S_o: Desviación estándar global combinado para las predicciones del tránsito, de la calidad de la construcción y del desempeño del pavimento.

SN= Número estructural correspondiente a la(s) capa(s) analizadas(s).

ΔIS= ISI-ISR= Caída del índice de servicio (ISA), para un periodo de vida dado de un pavimento.

ISI= Índice de servicio esperado en la carretera al inicio de su operación.

ISR= Índice de servicio de rechazo, al final de la vida útil de la carretera (criterio de falla funcional).

MR= Módulo de rigidez de la capa de sustentación de la(s) capa(s) analizada(s) (psi).

El número estructural (SN), es un número abstracto que expresa la resistencia estructural de un pavimento requerido, para una combinación dada de soporte del suelo (Mr) del tránsito total (W₁₈), de la servicialidad terminal y de las condiciones ambientales.

³³ AASHTO- American Association of State Highway and Transportation Officials (1993). Guide for Design of Pavement Structures, Washington, D.C

2.1.3 Correlaciones estructurales derivadas de tramos experimentales

A cada capa de pavimento se le asigna un coeficiente (**ai**), los cuales son requeridos para el diseño estructural normal de los pavimentos. Estos coeficientes permiten convertir los espesores reales en números estructurales (**SN**), siendo cada coeficiente una medida de la capacidad relativa de cada material para funcionar como parte de la estructura del pavimento.

El método proporciona fórmulas para cada elemento estructural, así como gráficos, para determinar los coeficientes estructurales para cada capa del pavimento en función del M_R (para concreto asfáltico, bases granulares, tratadas con cemento portland, con asfalto, asfáltica mezclada en frío, sub-bases granulares). Estos miden la capacidad relativa de una unidad de espesor una determinada capa para funcionar como componente estructural del pavimento. Los coeficientes estructurales dependen de la: resistencia del material (CBR, Módulo Elástico), calidad de la construcción y estado de esfuerzos.

COEFICIENTES ESTRUCTURALES (a) Y MÓDULOS DE RÍGIDEZ ELÁSTICO (MR)						
ELEMENTO ESTRUCTURAL	a (1/cm)	VALORES LIMITE		MR (PSI)	VALORES LIMITE	
		MIN	MAX		MIN	MAX
Carpetas (c1 a1)						
Concreto asfáltico con polímeros (ca+p)	$0.0665 \text{ LN}(\text{MR}) - 0.6937$	0.122	0.184	$477.74(\text{Emrs}) - 2916.8$	212,100	522,600
Concreto asfáltico (ca)	$0.0665 \text{ LN}(\text{MR}) - 0.6937$	0.120	0.178	$477.74(\text{Emrs}) - 2916.8$	212,100	450,000
Mezcla en frío	$0.0665 \text{ LN}(\text{MR}) - 0.6937$	0.118	0.164	$468.63(\text{Emrs}) + 4028.7$	206,900	378,000
Bases (b, a2)						
Base granular (bg)	$0.0098 \text{ LN}(\text{CBR}) + 0.009$	0.052	0.059	$-0.9696(\text{CBR})^2 + 272.3$		
Tratada con cal (bti)	$0.0009 (\text{fc}) + 0.037$	0.040	0.060	$(\text{CBR}) + 12,947$	28,500	31,700
Base en frío (bta)	$0.13 \log (\text{Emrs}) - 0.2526$	0.049	0.126	$15,185(\text{fc}) - 76,941$	30,500	105,000
Base asfáltica (bca)	$0.0565 \text{ LN}(\text{MR}) - 0.6013$	0.049	0.134	$468.63(\text{Emrs}) + 4028.7$	206,900	378,000
Base cementada (btc)	$0.0009 (\text{fc}) + 0.0037$	0.055	0.100	$477.74(\text{Emrs}) - 2916.8$ $7448.4(\text{fc}) + 403,682$	100,000	450,000
					560,000	925,000
Subase Hidráulica (Sb, a3)	$0.0086 \text{ LN}(\text{CBR}) + 0.0158$	0.049	0.053	$0.3125(\text{CBR})^2 + 244.43$	18,100	19,800
Subrasantes (Sr)	_____	—	—	$(\text{CBR}) + 8546.7$ $15.673(\text{CBR})^2 +$ $1011.8(\text{CBR}) + 1059.6$	5,700	15,000

Tabla 4. Correlaciones estructurales y módulos de rigidez elásticos de la AASHTO 93³⁴.

Dónde:

CBR: Valor relativo de soporte (Capacity Bearing Ratio)

F'c: Resistencia a la compresión simple (kg/cm^2)

E mrs: Estabilidad Marshall, en mezclas asfálticas, kg

MR: Módulo de rigidez elástica (psi) lb/plg^2

³⁴ Ibid. Pág. 27.

2.1.4 Determinación de los espesores de capa

Determinando el número estructural, el paso siguiente consiste en identificar un conjunto de capas cuyos espesores, respetando los espesores mínimos que deberán cumplirse para que cada capa del pavimento pueda lograr la estabilidad y capacidad portante correspondiente a dicho SN.

Siendo el pavimento un sistema multicapa, la distribución de los espesores debe hacerse de acuerdo con los principios que muestra la figura 2.2. Primero se calcula el SN de la subrasante. Del mismo modo, se hallan los SN necesarios sobre las capas de subbase y base, usando los valores aplicables de resistencia en cada caso. Trabajando con las diferencias entre los SN calculados como necesarios sobre cada capa, se determina el espesor máximo permisible de cada uno. Por citar un ejemplo el SN admisible para el material de base debe ser igual a la diferencia entre el SN Total y el que se requiere sobre dicha capa.

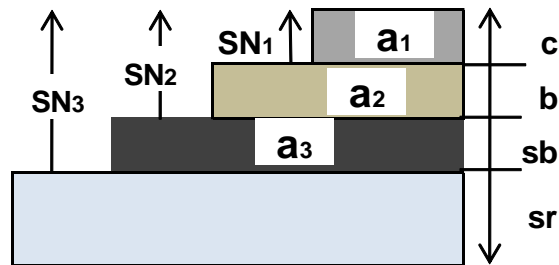


Figura 2.2. Esquema estructural de un sistema multicapa elástico.

La siguiente ecuación puede utilizarse para determinar los espesores de cada capa de la estructura del pavimento, es decir, la superficie de rodamiento o carpeta de concreto asfáltico, base, subbase hidráulica y los coeficientes de drenaje.

$$SN_3 = a_1 c + a_2 b + a_3 sb$$

a_n = Coeficientes estructurales experimentales, de cada capa (1/cm)

c, b, sb = Espesores mínimos de carpeta, base y sub-base, respectivamente (cm)

m_n = Coeficientes de drenaje para cada capa de agregados sin estabilizar.

Esta expresión no conduce a una solución única, sino que se presenta muchas combinaciones técnicamente posibles. Al elegir los espesores de las diferentes capas, debe tenerse presente que desde el punto de vista de costos, si la relación de costo entre las capas 1 y 2, es menor que la relación correspondiente del producto $a_i \cdot m_i$, el diseño óptimo económico es aquel que considera un espesor mínimo de base³⁵.

³⁵ Ibid. Pág. 27.

- **Ecuaciones propuestas AASHTO**

$$C^* = \frac{SN1}{a1} \geq C$$

$$SN1 = a1C^* \geq SN1$$

$$b^* \geq \frac{SN2 + SN1^*}{a2 m2} \geq b$$

$$SN1^* + SN2^* = a1c^* + a2 m2 b^* \geq SN2$$

$$sb^* \geq \frac{SN3 - (SN1^* + SN2^*)}{a3 m3} \geq sb$$

n^* , SN^*n espesor de capa o número estructural real, el cual debe ser igual o mayor al valor requerido.

La solución de las ecuaciones se presenta a continuación:

$$C^* = \frac{SN1}{a1} \geq C$$

Para esta ecuación, tanto para el número estructural como para el coeficiente de capa, son valores que ya se tienen; por tanto se puede sustituir directamente. Este valor representa el espesor teórico final de la carpeta asfáltica. Se tendrá que calcular un nuevo número estructural de acuerdo al espesor teórico de la carpeta, calculando con la ecuación anterior:

$$SN1 = a1C^* \geq SN1$$

Este valor es el número estructural que le corresponde a la carpeta asfáltica y servirá para calcular los demás espesores. Para el espesor de la base se utiliza la ecuación siguiente:

$$b^* \geq \frac{SN2 + SN1^*}{a2 m2} \geq b$$

Lo anterior representa el espesor teórico de la base. El número estructural para la base se obtiene de despejar $SN2^*$ de la siguiente expresión:

$$SN1^* + SN2^* = a1c^* + a2 m2 b^* \geq SN2$$

Finalmente para el espesor de la sub-base se utiliza la siguiente expresión:

$$sb^* \geq \frac{SN3 - (SN1^* + SN2^*)}{a3 m3} \geq sb$$

Una vez que se ha resuelto el pavimento multicapa, se procede a comprobar los cálculos mediante la ecuación del número estructural, sustituyendo los valores conocidos de los coeficientes de capa y drenaje, con los espesores de capa calculados con las ecuaciones anteriores.

$$SN_3 = a_1 c + a_2 b m_2 + a_3 s b m_3$$

El resultado debe coincidir con el número estructural calculado con el nomograma o la ecuación general de diseño. El método establece los espesores mínimos que deberán cumplirse para cada capa del pavimento para lograr la estabilidad y cohesión deseadas, en función de los ejes equivalentes de carga.

Una vez obtenido el número estructural para la sección estructural del pavimento utilizando el gráfico o la ecuación general básica de diseño, donde se involucraron parámetros anteriormente descritos (tránsito, R, So, Mr y $\Delta\Psi$) se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original.

El método asigna a cada capa del pavimento un coeficiente (D_i), los cuales son requeridos para el diseño estructural normal de los pavimentos flexibles. Estos coeficientes permiten convertir los espesores reales a números estructurales (SN), Siendo cada coeficiente una medida de la capacidad relativa de cada material para funcionar como parte de la estructura del pavimento.

El método presenta cinco categorías de estos coeficientes, de acuerdo con el tipo y la función de la capa considerada: concreto asfáltico, base granular, subbase granular, bases tratadas con cemento portland y base asfáltica.

- **Concreto Asfáltico:** En la tabla de correlaciones estructurales derivadas de los tramos de la AASHTO, se pueden obtener parámetros de rangos de coeficientes estructurales para estimar el coeficiente (a_1) de la capa estructural de rodadura de concreto asfáltico de gradación densa, con base a un módulo elástico (resiliente o dinámico) a 20 °C (68 °F).
- **Bases granulares:** Se muestran gráficas y correlaciones estructurales que pueden emplearse para estimar el coeficiente estructural (a_2).
- **Bases estabilizadas:** Se muestran gráficas y correlaciones estructurales que pueden emplearse para estimar el coeficiente estructural a_2 de una base de suelo cemento, a partir de su módulo elástico o de su resistencia a compresión a 7 días y gráficas presentan el ábaco para encontrar el coeficiente correspondiente a las bases asfálticas, en función de su módulo o su estabilidad Marshall.
- **Subbases granulares:** Se puede determinar el coeficiente (a_3) para una subbase granular, en función de los mismos ensayos considerados para las bases granulares.

2.2 Diseño Estructural de secciones de firmes flexibles

Información del tramo

Determinar el espesor global de un pavimento para una carretera de tipo comercial, que se le ha fijado un nivel de confianza $Q_u = 0.95$, de alta calidad una desviación estándar ($S_o = 0.45$), que tendrá un índice de servicio inicial de 4.5, para llegar a un final de rechazo de 2.5; con los métodos de diseño definir el espesor global de las capas de la estructura del pavimento flexible.

AASHTO 93

Un factor fundamental que se consideró para el diseño del firme flexible, son los ejes equivalentes sencillos que circulan sobre la carretera, se estima de acuerdo con los volúmenes de tránsito de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes³⁶, un tránsito de 2,000 vehículos diarios en el carril de diseño, que corresponde a una carretera A2S, de 2 cuerpos separados por un muro central de contención, de igual manera se estimó un tránsito promedio diario anual (TDPA) de 5089 vehículos en ambas direcciones.

Tipo de carreta: Con alto volumen de tránsito de altas especificaciones

- a. Período de diseño: 20 años
- b. Tránsito: $\sum L_0 = 4.0 \times 10^7$; $\sum L_{dis.} = 5.0 \times 10^7$
- c. CBR de diseño en sub rasante: 8%
- d. Factor de distribución direccional : 0.50
- e. Factor de distribución de carril: 0.90
- f. Características estructurales del material:
 - Base granular : CBR = 100%
 - Base en frío con emulsión: $E_{mrs} = 600$ kg
 - Base tratada con cemento: $f'c = 100$ kg/cm²
 - Base de concreto asfáltico: 400 kg
 - Subbase granular: CBR= 50%
- g. Composición Vehicular:

$A_p = 40\%$	$A_c = 20\%$
$B_2 = 0.50\%$	$B_3 = 13\%$
$C_2 = 5\%$	$C_3 = 3\%$
$T_2-S_1 = 1\%$	$T_2-S_2 = 2\%$
$T_3-S_2 = 4\%$	$T_3-S_3 = 3\%$
$C_3-R_2 = 3.5\%$	$T_3-S_2-R_4 = 5\%$

³⁶ SCT. Volúmenes de tránsito Registrados en las Estaciones permanentes de conteo de vehículos.2010. pp. 5-101.

2.2.1 Alternativa 1

- Carpeta asfáltica con aditivos, Base y Sub-base hidráulica

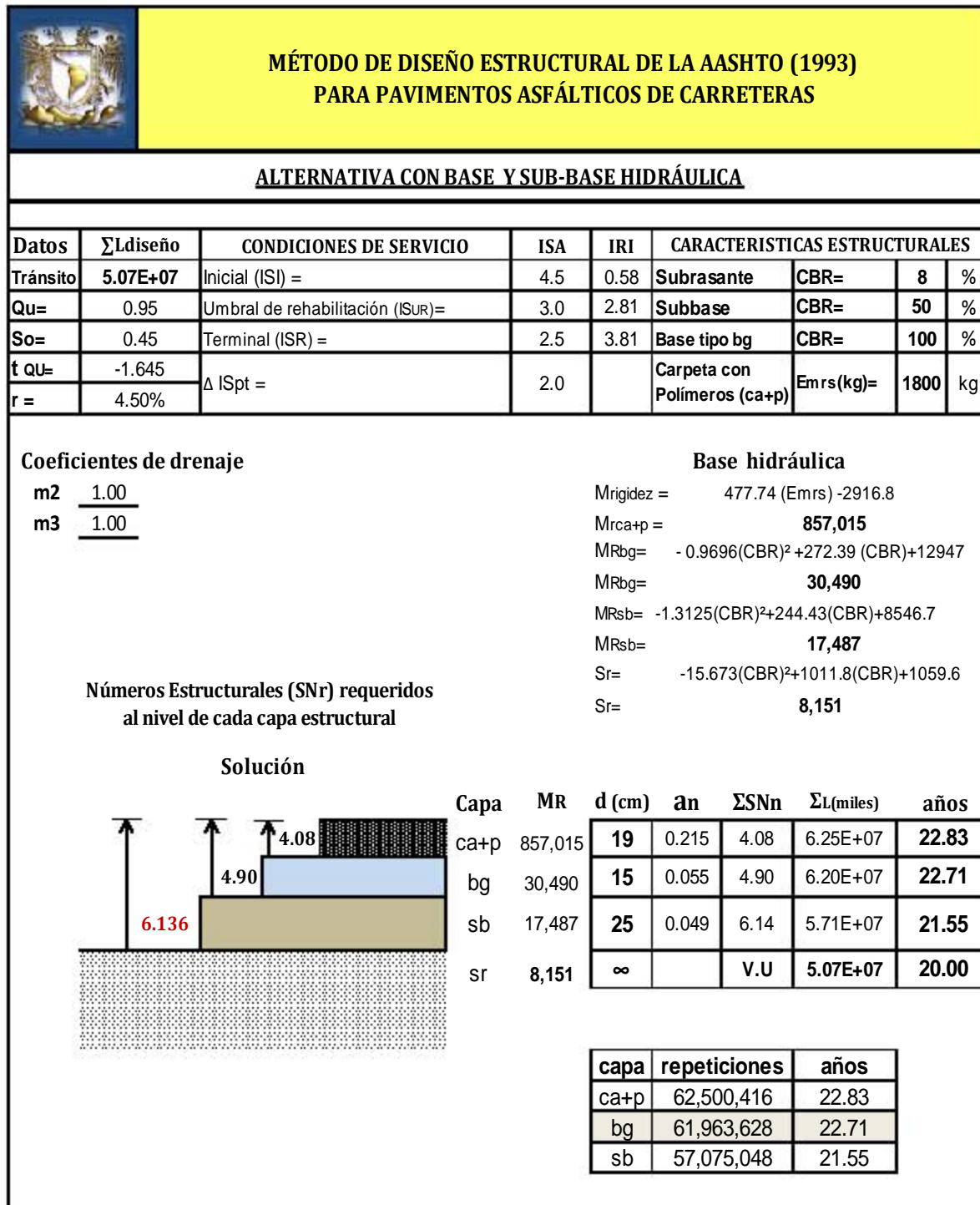


Figura 2.3. Determinación de la sección estructural de base y sub-base hidráulica. Fuente: diseño propio.

2.2.2 Alternativa 2

- Carpeta asfáltica con polímeros
- base hidráulica

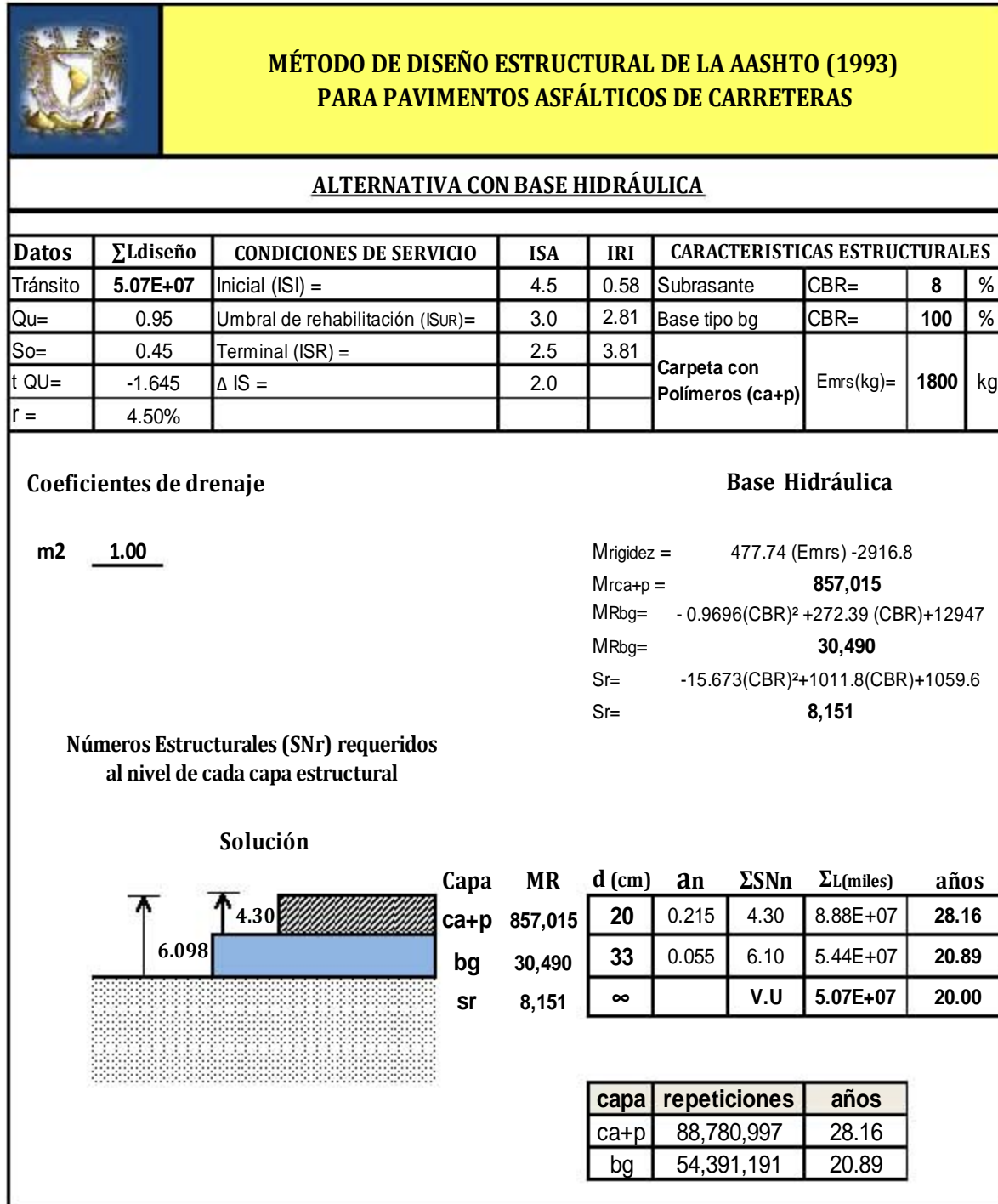


Figura 2.4. Determinación de la sección estructural de base hidráulica. Fuente: diseño propio.

2.2.3 Alternativa 3

- Carpeta asfáltica con polímeros
- base estabilizada con cemento portland
- sub-base hidráulica

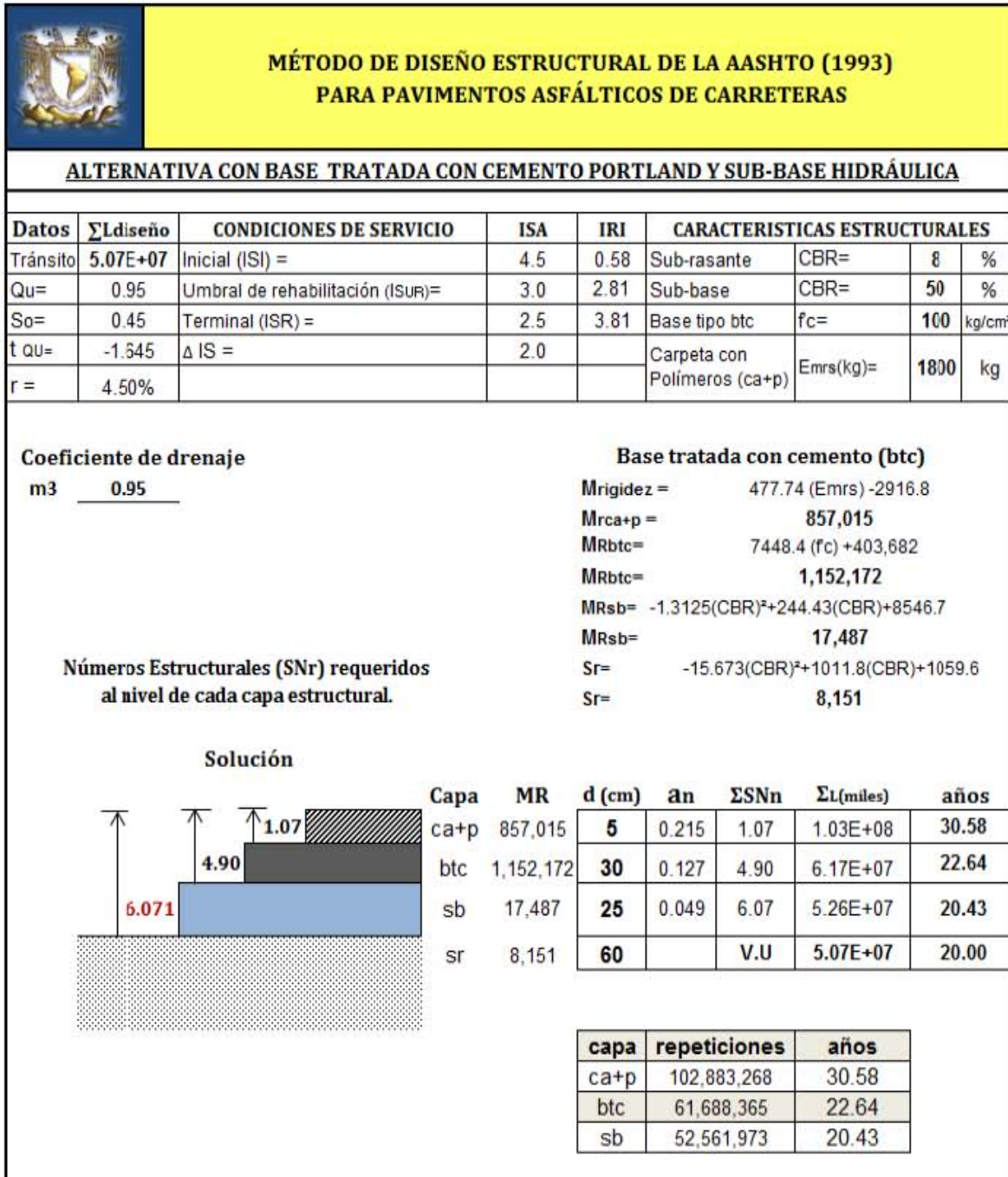


Figura 2.5. Determinación de la sección estructural tratada con cemento portland.
Fuente: diseño propio.

2.2.4 Alternativa 4

- Carpeta asfáltica con polímeros
- Base de concreto asfáltico
- Sub-base hidráulica

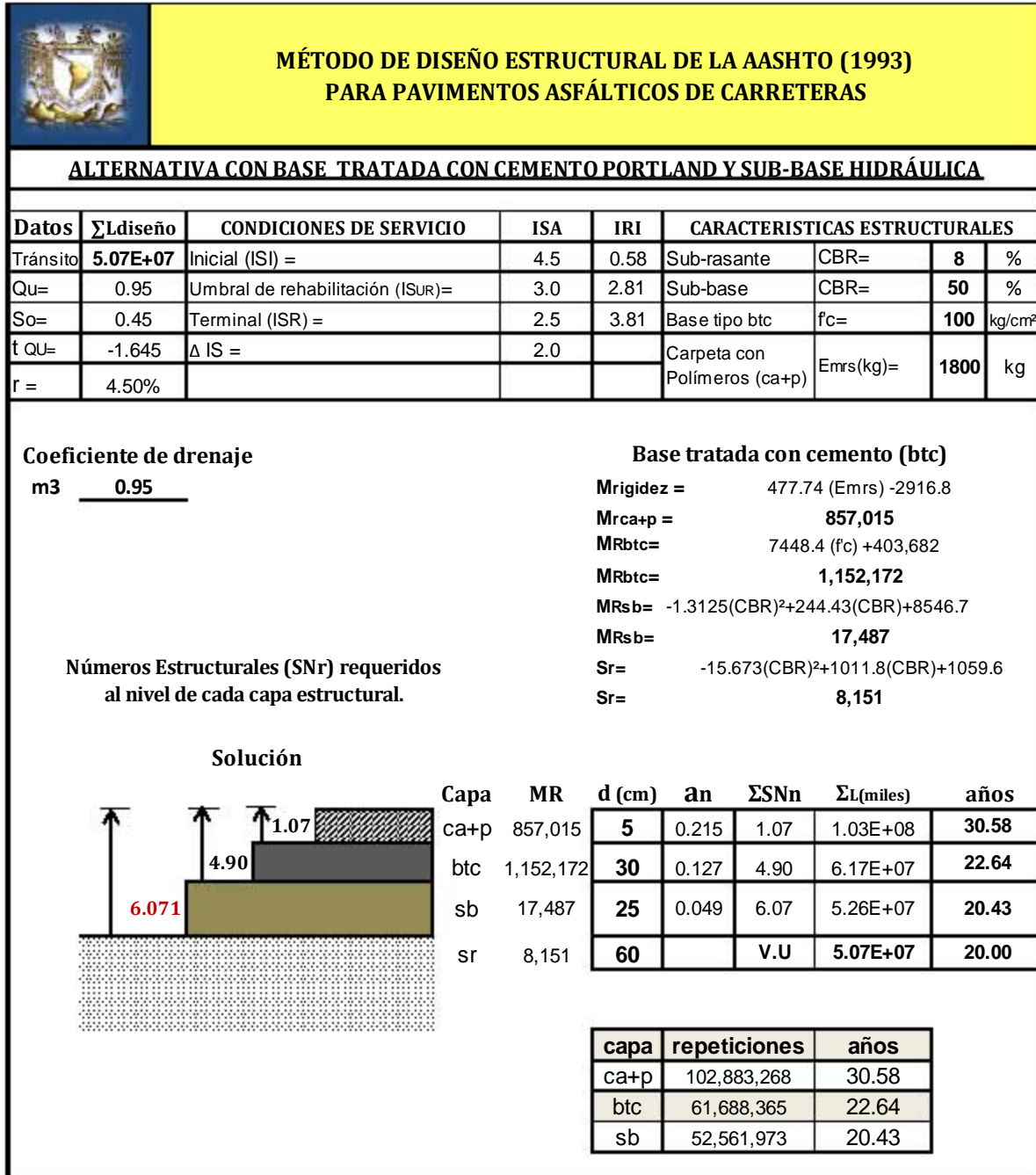


Figura 2.6. Determinación de la sección estructural tratada con emulsión asfáltica. Fuente: diseño propio.

2.2.5 Comparativa de espesores de alternativas de construcción

Como se puede observar en la figura 2.7, se obtienen los espesores globales de las diferentes secciones de construcción mediante el método de dimensionamiento empírico AASHTO versión 93, considerando todas las variables de entrada que relaciona el método para posteriormente determinar la viabilidad técnica y económica de cada sección para ser construida.

Sección 1: Mezcla bituminosa, base hidráulica y subbase hidráulica.

Sección 2: Mezcla bituminosa, base hidráulica.

Sección 3: Mezcla bituminosa, base estabilizada con cemento portland ordinario y Subbase hidráulica.

Sección 4: Mezcla bituminosa, base grava- emulsión o base negra y subbase granular.

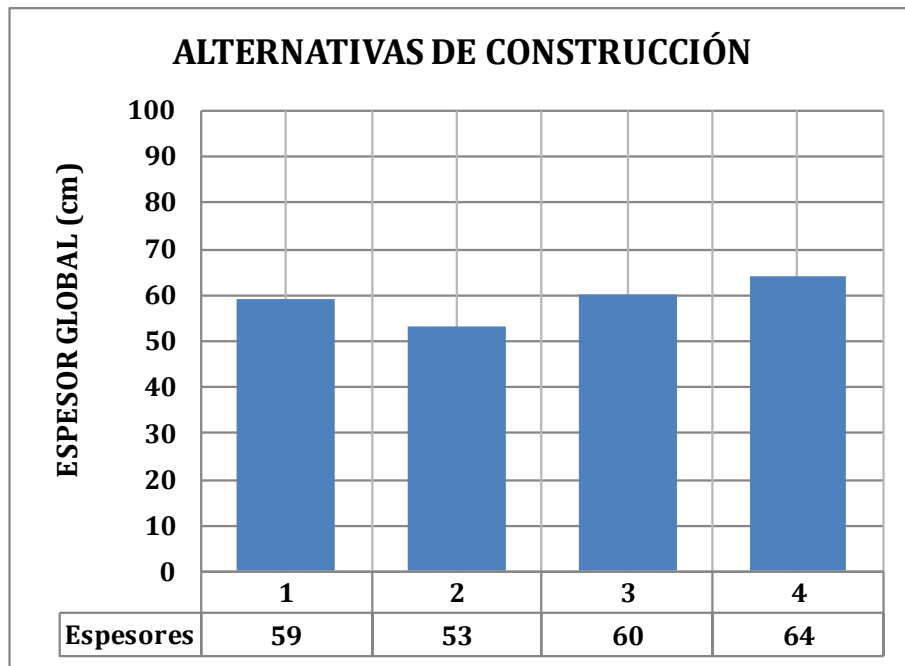


Figura 2.7. Gráfica de análisis de las diferentes secciones de construcción.
Nota: Los espesores están dados en cm. Fuente propia.

2.3 Análisis de sensibilidad de la alternativa de construcción 1

2.3.1 Análisis del número estructural respecto al Nivel de Confianza (R)

Es importante realizar un análisis de sensibilidad que nos permita predecir cómo se comportan las variables en las ecuaciones de diseño de pavimentos flexibles por el Método empírico AASHTO 93, realizando un análisis de sensibilidad y manteniendo constantes los factores de la ecuación, se puede observar el comportamiento que tiene el número estructural frente al factor variable. Los resultados de este análisis de sensibilidad es el siguiente con un ISI de 4.5, haciendo variar gradualmente el nivel de confianza dentro del rango de 50% hasta el 99.9%, el número estructural se incrementa describiendo una curva creciente cóncava hacia arriba.

$S_o = 0.45$ $ISI = 4.5$ $ISR = 2.5$
 $MR_{sr} = 8151 \text{ PSI (} 571 \text{ kg/cm}^2\text{)}$
 $W_{18} = 5.10E+07$

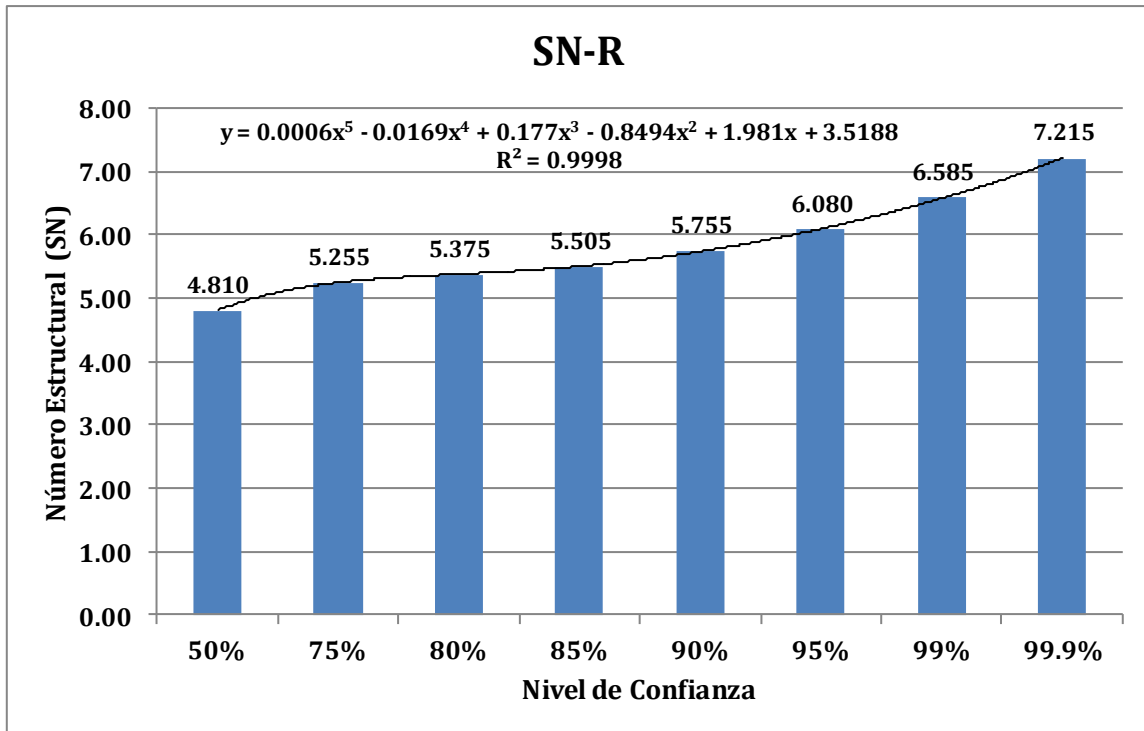


Figura 2.8. Análisis del número estructural (SN) con respecto al nivel de confianza con un ISI= 4.5.
Fuente: Elaboración propia.

El método recomienda otorgar mayores niveles de confianza en los pavimentos de carreteras de mayor jerarquía, por ejemplo una carretera de altas especificaciones a nivel federal, por lo que, se entiende que a medida que se incrementa el nivel de confianza, es congruente que se busquen mayores garantías de operación con la asignación de valores mayores de números estructurales (SN).

2.3.2 Análisis del número estructural respecto al ISI de 4.0-4.99

Si se hace variar gradualmente el índice de servicio inicial (ISI) de 4.0 a 4.99, para un nivel de confianza del 95% y un coeficiente de student de -1.645, el número estructural decrece en la medida que el índice de servicio inicial crece de manera logarítmica. Cambiando el nivel de servicio inicial para los siguientes factores del Método AASHTO 1993 se obtiene la siguiente gráfica.

Qu= 95%

So= 0.45

ISI= 4.0 - 4.99

ISR= 2.5

MR sr= 8151 PSI (571 kg/cm²)

W18= 5.07E+07

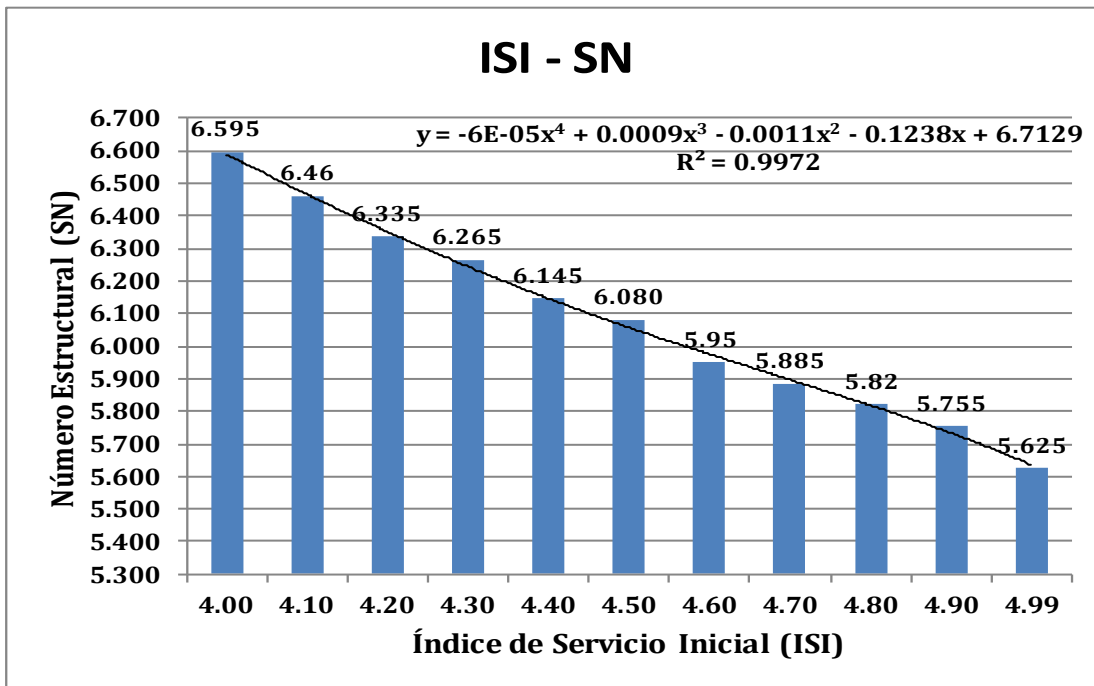


Figura 2.9. Análisis del número estructural respecto al índice de servicio inicial (ISI).

Fuente: Elaboración propia.

Es importante que a la hora de fijar el valor del índice de servicio inicial se realice tomando en cuenta la calidad de obra terminada de las empresas constructoras locales, o de aquellas que se piensa construirán el pavimento asfáltico. Si las empresas constructoras no pueden ofrecer una buena calidad por razones que fuesen (maquinaria con desperfectos, personal no capacitado o mala calidad de procesos constructivos) y este índice en consecuencia es bajo, entonces el método penaliza con un número estructural mayor con el consecuente incremento de costos de la obra. Se puede observar en la gráfica como un mayor índice de servicio inicial representa un menor número estructural.

2.3.3 Análisis del número estructural respecto al ISR de 2.0-3.0

Si se hace variar gradualmente el índice de servicio final (ISR) de 2 a 3, el número estructural crece en la medida que el índice de servicio final crece de manera exponencial. Manteniendo los siguientes factores:

$S_o = 0.45$

$ISI = 4.5$

$ISR = 2.5$

$MR_{sr} = 8151 \text{ PSI } (571 \text{ kg/cm}^2)$

$W_{18} = 5.07E+07$

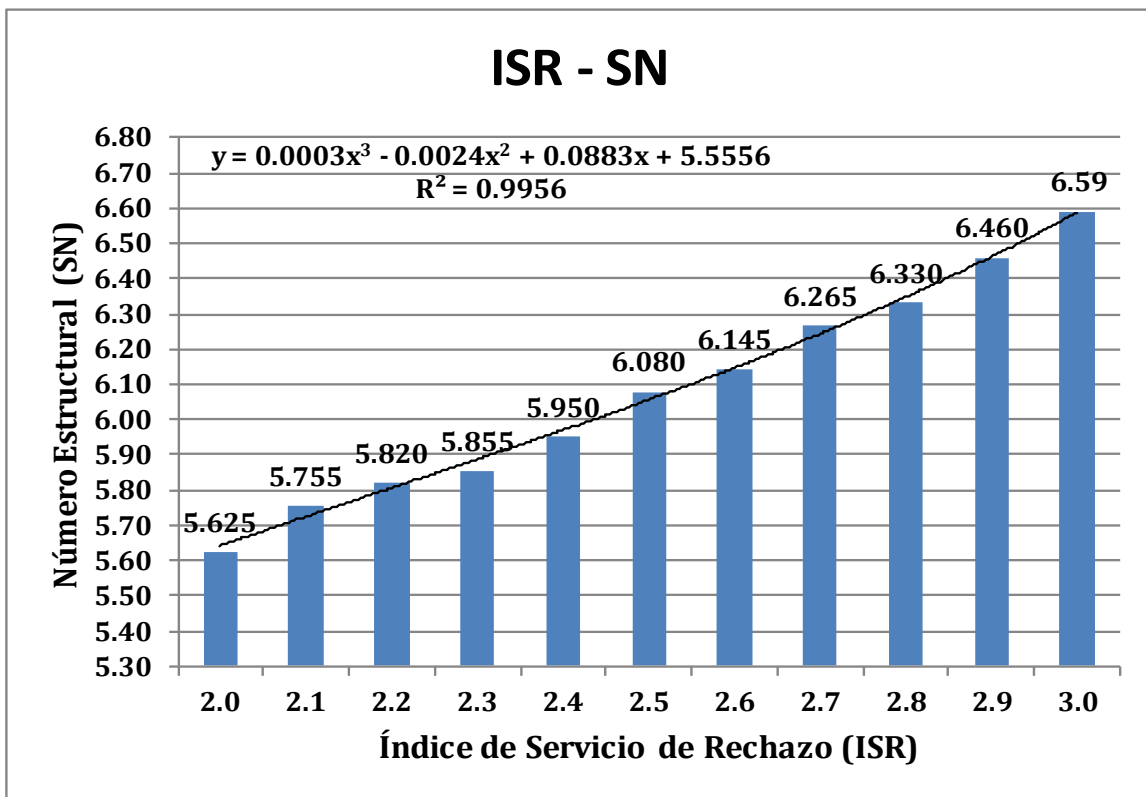


Figura 2.10. Análisis del número estructural respecto al índice de servicio de rechazo.

Fuente: Elaboración propia.

Cuando una carretera es importante se recomienda establecer índices de servicio final altos. De acuerdo al análisis de sensibilidad, este criterio lleva a mayores valores del número estructural (SN). Esto tiene sentido dado que se debe garantizar que el pavimento ofrezca un nivel de servicio excelente y para ello es necesario dotar de pavimentos de mayor capacidad estructural, evitando con ellos deterioros o fallas superficiales prematuras, costos de mantenimiento y altos costos de operación.

2.4 Método AASHTO reforzado con geomallas de polipropileno

2.4.1 Introducción

Existen diferentes metodologías de diseño para pavimentos flexibles incluyendo métodos empíricos, métodos limitando la fuerza de corte, métodos limitando la deflexión, métodos regresivos y métodos mecánicos - empíricos. El método empírico AASHTO, es un método de regresión basado en resultados empíricos obtenidos por la AASHTO Road Test en los años 50. La metodología AASHTO 1993 para pavimentos flexibles es la metodología empleada como punto de partida para el desarrollo de la inclusión de geomallas coextruídas como refuerzo de los materiales granulares y asfálticos. Esta metodología ha sido modificada para explicar la contribución estructural de las geomallas biaxiales coextruídas.

Debido a la inclusión de geomallas coextruídas se puede plantear a los constructores soluciones técnicas y económicas para solventar problemas de movimiento de tierras, como alta demanda de materiales de construcción en la zona del proyecto, acelerar la fecha pactada para la ejecución del proyecto, poca dependencia en la disponibilidad de la cantidad de material requerido para la construcción de la vía, disminución de la cantidad de material procedente de canteras o bancos de materiales, que en consecuencia, permite reducir el espesor total de la estructura sin alterar el desempeño y calidad de la vía. La modificación del método de la AASHTO empleando geomallas biaxiales coextruídas para refuerzo de pavimentos flexibles, se realizó con base en ensayos de laboratorio y verificaciones en campo a escala real³⁷. En la figura 2.11, se muestra la inclusión de la geomalla entre capas de la estructura de un pavimento.



Figura 2.11. Esquema típico de una sección sin reforzamiento y otra con geomalla Tenax.

La modificación del método de la AASHTO empleando Geomallas biaxiales coextruídas para refuerzo de pavimentos flexibles, se realizó con base en ensayos de laboratorio y verificaciones en campo a escala real. Los datos recolectados fueron analizados y con base a ellos se desarrolló una metodología aplicable a geomallas de alto módulo de tensión y caracterizadas por su capacidad de trabazón con los agregados y alta resistencia en sus nodos³⁸.

³⁷ Designing with Geosynthetics. 5a Edición.

³⁸ Especificaciones Generales de Construcción con Geosintéticos. Geosistemas Pavco S.A., 2008.

2.4.2 Método AASHTO modificado con Geomallas coextruidas de polipropileno

1. Cálculo del número estructural según metodología AASHTO de la estructura inicial entregada por los diseñadores del proyecto. La contribución estructural de una geomalla Tenax en un sistema de pavimento flexible puede cuantificarse con el incremento al esfuerzo del coeficiente de la capa de base de la vía. Por lo anterior, la ecuación tradicional de la AASHTO para determinar el número estructural (SN) se modifica con un coeficiente de mejoramiento de capa (LCR, Layer Coefficient Ratio)³⁹.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 (LCR) D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \dots \dots \dots (1)$$

Donde el LCR tiene un valor superior a uno. Este valor es determinado basándose en los resultados de laboratorio y en pruebas de campo en sistemas de pavimentos flexibles con y sin utilización de las geomallas, como se describe en la ecuación 2.

2. Cálculo de la estructura sustituyendo la base granular.

El SN_r (sección reforzada) y SN_u (sección no reforzada) fueron evaluados bajo condiciones de pavimentos iguales, por ejemplo igual profundidad de base, igual valor de CBR del suelo de desplante o terreno natural, igual profundidad de ahuellamiento, pero utilizando diferentes periodos de vida de servicio.

$$LCR = \frac{SN_r - SN_u}{a_2 D_2} + 1 \dots \dots \dots (2)$$

3. Cálculo del nuevo espesor de la capa de subbase con refuerzo

Basándose en la ecuación anterior se calcula el valor de LCR, el cual se obtuvo de ensayos realizados de la sección típica para la estructura sin refuerzo y con refuerzo aplicando geomalla de 20 kN/m y 30 kN/m de resistencia a la tensión⁴⁰. El valor del LCR oscila entre 1.3 y 1.7 dependiendo básicamente del valor del CBR del terreno natural y los ESALs para una profundidad de ahuellamiento de la carpeta asfáltica (rutting) de 12.5 mm. La reducción en espesor de la base es evaluada con el uso de una geomalla con la ecuación (3), asumiendo que no existe una capa de subbase.

$$D_2 = \frac{SN_r - a_1 D_1 m_1}{a_2 D_2} \dots \dots \dots (3)$$

4. Cálculo del aporte estructural de la capa reforzada. Se puede reducir el espesor de la capa de asfalto mediante la ecuación:

$$D_2 = \frac{SN_r - LCR a_2 D_2 m_2}{a_1} + 1 \dots \dots \dots (4)$$

³⁹ American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993, "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures".

Utilizando la gráfica de diseño de la figura 2.13, es posible calcular el espesor D2 para la base granular de un pavimento flexible reforzado⁴¹. De acuerdo a las variables de entrada (D1, a1, D2, a2, m2) de una sección sin reforzamiento es posible determinar el SN considerando el CBR de la subrasante e incorporando el aporte de la geomalla relacionado con el Layer Coefficient Ratio (LCR)⁴². Posteriormente, utilizando la ecuación 2 podemos determinar el espesor D2 (ahorro en costos) para un pavimento flexible reforzado y la ecuación 4 para la capa de mezcla asfáltica⁴³.

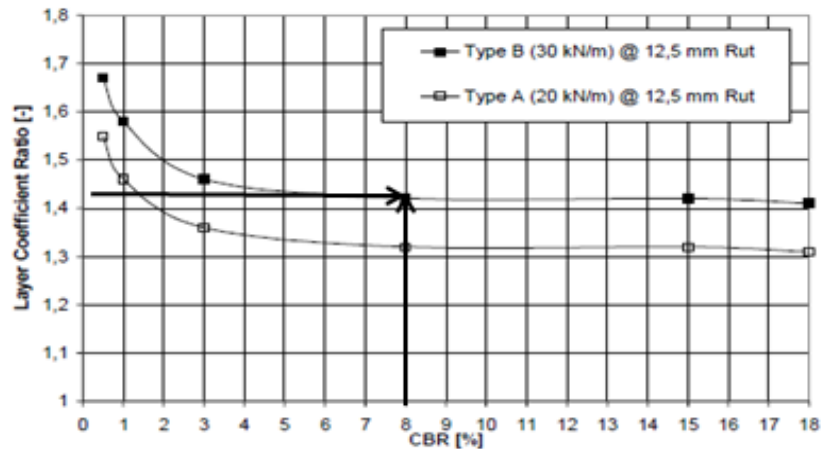


Figura 2.13. Gráfica de coeficiente de mejoramiento de capa vs CBR de la subrasante.

5. Verificación del aporte estructural con los nuevos espesores de capa de material granular e inclusión de geomalla.

Para que la estructura sea constructivamente viable los espesores calculados, por lo general, son modificados para facilitar su proceso constructivo. Es por eso que se debe verificar que la variación de estos no altere el desempeño de la estructura, por lo que el número estructural de las capas granulares con respecto al paso 4, debe ser en lo posible iguales.

6. Análisis de disminución de espesor debido a la inclusión de geomalla biaxial

Las geomallas coextruídas funcionan como material de refuerzo, en este caso su aporte a la estructura generó una reducción en los espesores de material granular. El ingeniero diseñador debe tener en cuenta todas las posibilidades de diseño que se puedan generar con la inclusión del refuerzo y escoger la más viable tanto económica como constructivamente posible, en el caso mostrado se redujeron los espesores de material granular. Para cualquiera de los casos de estudio, se deben realizar los cálculos teniendo en cuenta la experiencia del ingeniero, sin dejar a un lado el estudio y conocimiento de los materiales que se emplearán para la construcción de la estructura.

⁴¹ Cancelli A., Montanelli, F., Rimoldi, P. and Zhao, A., 1996, "Full Scale Empirical Testing on geosynthetics Reinforced Paved Roads", Proc. 3rd Int. Sym. Soil Reinforcement, Japan.

⁴² Zhao, A., and Foxworthy, P.T., 1999, "Geogrid Reinforcement of Flexible pavement: A Practical Perspective" Geotechnical fabrics Reports, may-pp.28-34

⁴³ Montanelli, F., Rimoldi, P. and Zhao, A., "Geosynthetic-reinforced pavement system: testing and design", Proc. Geosynthetics 1997, Long Beach, USA.

CAPÍTULO 3



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

MÉTODOS DE RESPUESTA ANALÍTICOS

3 Métodos de dimensionamiento Analíticos

3.1 Modelación mecanicista de un pavimento flexible

Las metodologías mecanicistas pretenden tener un enfoque puramente científico, con un marco teórico suficiente que permita el análisis completo de la mecánica del comportamiento de un pavimento, ante las acciones del clima y del tránsito vehicular. Los componentes de entrada de los programas de ordenador analíticos para iniciar el proceso de diseño se refieren básicamente a la geometría de la estructura, los espesores de capa, los módulos de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Las propiedades de los materiales que conforman cada una de las capas, son los módulos dinámicos o resilientes según corresponda. De igual manera, los elementos a considerar en el funcionamiento de los programas de ordenador son el tipo de eje, la separación entre ejes, la presión de contacto y la carga vertical transmitida al pavimento flexible.

Definido el diseño inicial se procede a realizar el cálculo de lo que vamos a llamar respuestas estructurales de los materiales. Estas respuestas estructurales consisten en conocer la distribución de esfuerzos (σ), deformaciones unitarias (ϵ) y deflexiones superficiales (δ). El cálculo se realiza básicamente considerando al pavimento como una estructura constituida por un conjunto de capas que conforman un sistema multicapa elástico, donde el comportamiento de los materiales se basa en la teoría de la elasticidad. A partir de la respuesta estructural de los materiales del pavimento, se calcula el nivel de daño esperado en el período de diseño para los diferentes tipos de deterioro que se pudieran presentar. Estos deterioros pueden ser, agrietamiento por fatiga o de piel de cocodrilo, agrietamiento térmico, deformaciones permanentes y finalmente el nivel de regularidad medio a través del llamado Índice de Regularidad Superficial (IRI).

Calculados los niveles de deterioro y deformaciones unitarias con los parámetros de entrada ya mencionados, podremos obtener las deformaciones tangenciales y verticales a través del software analítico, y sustituir los valores obtenidos en las ecuaciones de fatiga de los materiales bituminosos y capas granulares del pavimento flexible, para posteriormente determinar el número de solicitaciones de carga repetida que resistirá el material antes de llegar al agotamiento estructural. Es importante mencionar que cada método de diseño de pavimentos flexibles como Shell, el Instituto del Asfalto, Cedex cost 24 y el catálogo español aportan diferentes estimaciones para la predicción de fatiga de los materiales bituminosos convencionales y de alto módulo.

Existen en general dos clases de estructuras de pavimento, los flexibles y los rígidos; la principal diferencia entre estos es la forma como reparten las cargas. Desde el punto de vista de diseño, los pavimentos flexibles están formados por una serie de capas y la distribución de la carga está determinada por las características propias del sistema de capas.

Los rígidos tienen un gran módulo de elasticidad y distribuyen las cargas sobre un área grande, la consideración más importante es la resistencia estructural del concreto hidráulico.

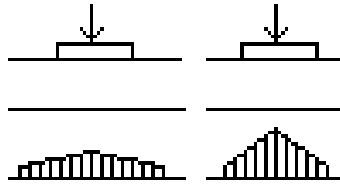


Figura 3.1. Distribución de carga característica de un Pavimento rígido y flexible.

Una buena forma de caracterizar el comportamiento de un pavimento flexible bajo la acción de cargas de ruedas, es considerarlo como un semiespacio homogéneo; este tiene un área infinita y una profundidad infinita con una carpeta delgada encima donde son aplicadas las cargas.

Como un primer análisis para determinar la distribución de esfuerzos en un pavimento, se aplicó el modelo propuesto por el matemático francés Boussinesq en 1885, para determinar el estado de esfuerzos en una masa de suelo a cualquier profundidad; el estudio del matemático se basó en una carga concentrada aplicada en un semiespacio lineal, elástico, isótropo y homogéneo. Los esfuerzos, deformaciones y deflexiones debidos a la carga concentrada pueden ser extrapolados para obtener aquellas debidas a un área circular cargada.

Esta solución fue por mucho tiempo la única disponible, hasta que Donald M. Burmister⁴⁴ en 1945, propuso una teoría que se podía aplicar a estructuras de pavimentos, basada en la teoría de Boussinesq, pero que tenía en cuenta los estratos y las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la masa de suelo, para calcular el estado de esfuerzos de ésta a cualquier profundidad. Desde el punto de vista del estudio de pavimentos el modelo de Burmister puede ser usado para determinar los esfuerzos, deformaciones y deflexiones en la subrasante si la relación de módulos del pavimento y la subrasante es cercana a la unidad, si no es así, la modelación es más compleja.

Analíticamente, es un procedimiento más complejo que los basados en el primer modelo, que se podía solucionar con ecuaciones relativamente fáciles; el modelo de Burmister introduce transformadas de Fourier que requieren funciones de Basel para su solución y que sin la ayuda de un programa de computador no se pueden modelar estructuras de más de dos capas.

⁴⁴ Burmister, D.M. The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems " Journal of Applied Physics, Vol. 16.

3.2 Estado de esfuerzos, tensiones y deformaciones en un sistema elástico multicapa

- **Concepto de sistema de capas**

El estado del conocimiento en la distribución de esfuerzos y deformaciones partió de la teoría original de Boussinesq y la primera solución se creó para el caso de una sola capa. Aunque en realidad, los pavimentos flexibles se definen como la unión de capas de diferentes materiales dispuestos de tal manera que la calidad de éstos disminuye en relación proporcional a la profundidad a la que son colocados. Debido a esto, un pavimento flexible no puede ser considerado como una placa homogénea ya que las características de cada capa son diferentes. Tomando en cuenta esto, Burmister propuso en 1943, la teoría que para analizar el estado de esfuerzos en una estructura de pavimentos, primero propuso la solución basada en dos capas y después ésta fue extendida a tres capas. Existen ciertas consideraciones que se deben tener en cuenta para aplicar esta teoría, estas son las siguientes:

1. Cada una de las capas es homogénea, isotrópica y linealmente elástica.
2. El material no tiene peso.
3. Cada capa tiene un espesor finito h , a excepción de la capa más baja que es infinita.
4. Existe una carga uniforme q que es aplicada en la superficie sobre un área circular de diámetro a .
5. La fricción se desarrolla en cada una de las capas.
6. La solución del esfuerzo se basa en dos propiedades de los materiales para cada capa, la relación de poisson (μ), y el Módulo de elasticidad (E).

Las condiciones de continuidad se cumplen en las interfaces de cada capa, como se indica en el mismo esfuerzo vertical, esfuerzo cortante, desplazamiento vertical y radial. En la figura se puede observar un esquema del sistema elástico de varias capas.

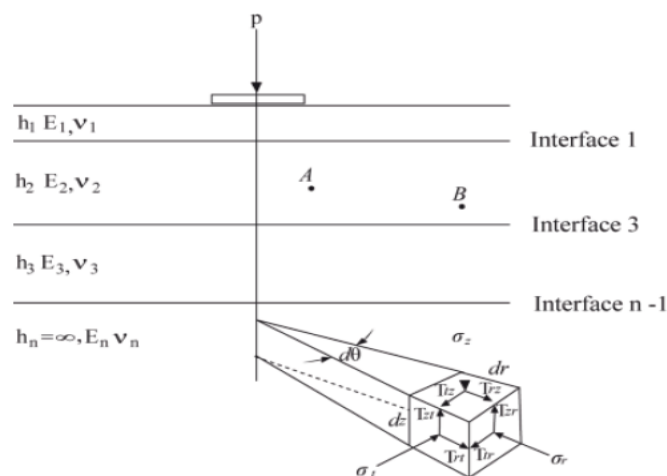


Figura 3.2. Sistema general del sistema multicapa elástico.⁴⁵

⁴⁵ Yoder & Witczak, 1975.

Para conocer el estado tensional del firme bajo una carga se aplica la teoría multicapa elástica desarrollada por Burmister (Donald M. Burmister 1895-1981) en "The general theory of stresses and displacements in layered soil systems, Journal of Applied Physics (1945)". En la aplicación de este método, se aceptan las siguientes simplificaciones:

- Cada una de las cargas que actúa sobre el firme se representa mediante una presión distribuida uniformemente sobre un área circular.
- Cada capa se apoya sobre la subyacente de forma continua. El contacto entre las capas puede modelarse en condiciones de adherencia total (igualdad de deformaciones horizontales), parcial o nula.
- Se desprecian las fuerzas de inercia y los efectos térmicos.
- Las deformaciones que se producen en el sistema son pequeñas, de modo que no alteran las hipótesis anteriores.
- No se suelen considerar los esfuerzos cortantes que se producen en las zonas de contacto entre las cargas y la superficie del pavimento, debido a que, salvo en algunos casos, son prácticamente despreciables.
- No se considera el peso propio del firme.

La teoría de Burmister establece que el estado de esfuerzos en un punto de cualquier capa está caracterizado por 9 tipos de esfuerzos compuestos de la siguiente manera: tres esfuerzos normales (σ_z , σ_r , σ_t) a las caras del elemento, y seis esfuerzos cortantes (τ_{rt} , τ_{tr} , τ_{rz} , τ_{zr} , τ_{tz} , τ_{zt}) que actúan de forma paralela a la cara del mismo elemento. Bajo condiciones de equilibrio estático, los esfuerzos tangenciales que actúan sobre las caras de intersección son iguales ($\tau_{rz} = \tau_{zr}$, $\tau_{rt} = \tau_{tr}$, $\tau_{tz} = \tau_{zt}$). Existe una siempre orientación en cada punto en la que los esfuerzos tangenciales son cero y los normales son principales. Estos últimos quedan definidos por σ_1 (esfuerzo mayor), σ_2 (esfuerzo intermedio) σ_3 (esfuerzo menor). La suma de esfuerzos principales en un punto se define como esfuerzos en masa θ ⁴⁶.

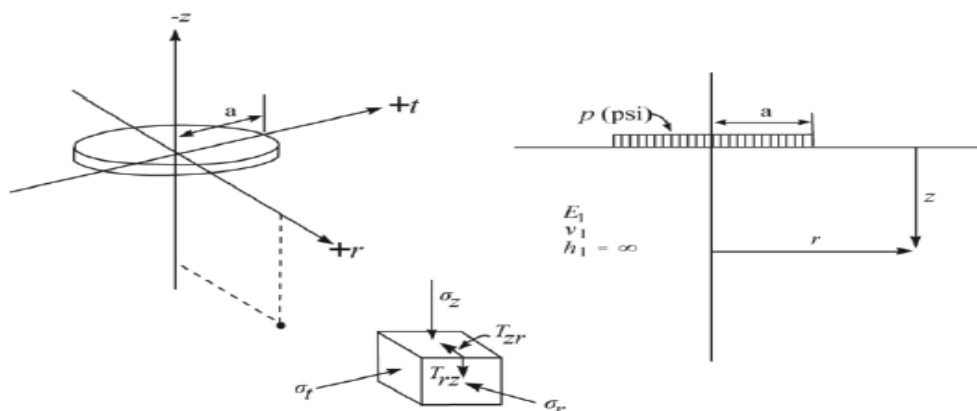


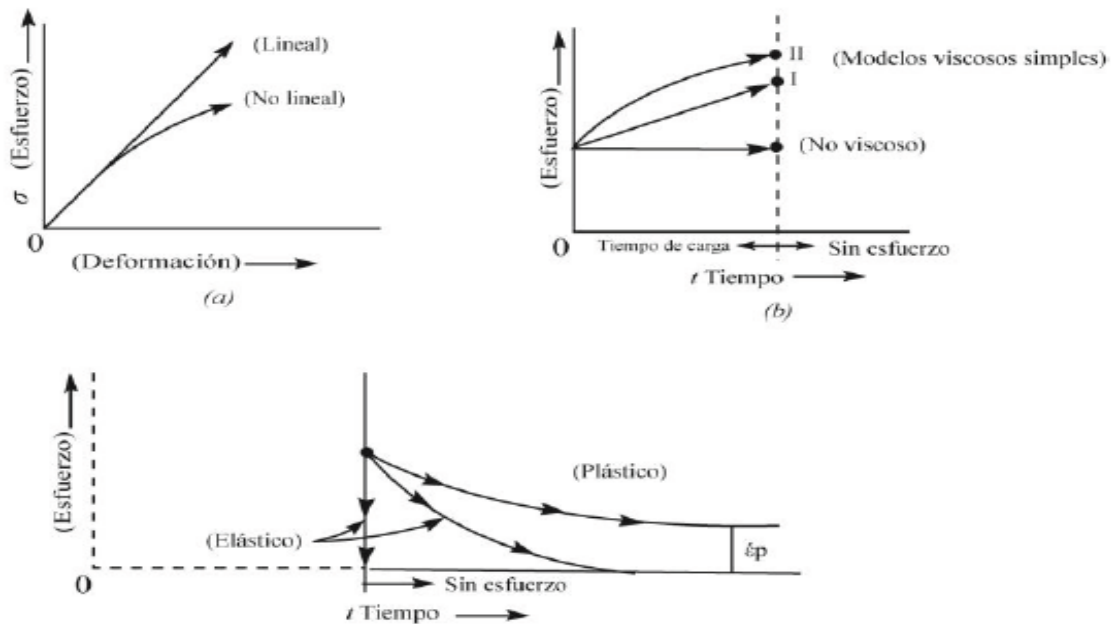
Figura 3.3. Diagrama de dirección de esfuerzos principales en un sistema de una capa.

⁴⁶ Yang Huang. Pavement analysis and design. Stresses and strains in flexible pavements University of Kentucky.2004

3.3 Modelación reológica de los materiales utilizados en pavimentos

La modelación reológica⁴⁷, se refiere a la diversidad de los materiales utilizados en un pavimento⁴⁸. El comportamiento reológico del ligante tiene una influencia significativa en las propiedades de la mezcla asfalto-agregado (ahuellamiento, fatiga y susceptibilidad térmica). Los cementos asfálticos presentan un comportamiento Newtoniano a temperaturas de mezclado, la cual está alrededor de 160°C. Al decrecer la temperatura, los cementos asfálticos presentan comportamientos no newtonianos, en los cuales la viscosidad comienza a ser dependiente de la razón de deformación a cortes. En general, en la naturaleza existen diferentes materiales que presentan diferente respuesta a la aplicación de una carga; para caracterizarlos se utilizan las siguientes tres relaciones:

1. La relación entre el esfuerzo y la deformación (lineal o no lineal),
2. La dependencia de la deformación en función del tiempo de aplicación, bajo un nivel de esfuerzo constante (viscoso o no viscoso) y
3. El grado en el que el material puede recuperarse de la deformación (plástico o elástico) después de que se retira la carga. La figura se muestra estos conceptos en términos generales.



⁴⁷ La reología describe la deformación de un cuerpo bajo la influencia de esfuerzos y deformaciones de los materiales que son capaces de fluir. Algunas de las propiedades reológicas más importantes son: Viscosidad aparente (relación entre esfuerzo de corte y velocidad de corte), coeficientes de esfuerzos normales, Viscosidad compleja (respuesta ante esfuerzos de corte oscilatorio), Módulo de almacenamiento y módulo de pérdidas (comportamiento visco elástico lineal).

⁴⁸ Yoder E. Witzack, 1975,

En la figura 3.4a. Se muestra la diferencia fundamental entre una respuesta lineal y no lineal de un material. Aunque la mayoría de los materiales del pavimento no son lineales, el uso de un modelo lineal será suficiente siempre y cuando los estados de esfuerzos sean bajos.

La figura 3.5b. Ilustra cual sería el efecto para un material viscoso y el no viscoso. El modelo viscoso simple queda subdividido, a su vez, por otros dos modelos, uno lineal (modelo I) y otro lineal (modelo II).

En estos últimos dos modelos, se puede observar que la magnitud de la deformación está en función de la duración o tiempo de aplicación de la carga sobre el espécimen.

La figura 3.6c. Se representa la distinción básica entre un material elástico y un material plástico. Idealmente, esta diferencia se refiere a que si toda la deformación es recuperable (elástico) en caso de liberación de carga o si mantendrá una cierta deformación plástico.

El último caso es mostrado en el diagrama en donde la deformación (ϵ_p) es permanente o irrecuperable. Desde un punto de vista práctico, muchos modelos visco-elásticos requieren una gran cantidad de tiempo para recuperar completamente la deformación de tal manera que se puede considerar plástico o de carácter permanente. Esta característica explica porque la teoría visco-elástica lineal se utiliza para predecir la deformación permanente de los sistemas de pavimento. Conociendo esto, se deben comprender los alcances y limitaciones de los modelos empíricos específicos (elástico no lineal, viscoso-no viscoso, plástico elástico)⁴⁹.

⁴⁹ Luis Enrique Mendoza Puga, et al. Congreso mundial de carreteras. Capítulo 2. Estado de esfuerzos y deformaciones unitarias en pavimentos asfálticos. Modelación reológica del comportamiento de los materiales utilizados en pavimentos. México, DF.

3.4 Sistema Elástico de tres capas

Donald M. Burmister (1895-1981), proporciona las expresiones analíticas para los esfuerzos y deformaciones para el sistema de tres capas. El esquema que se utiliza para explicar este sistema de tres capas, así como los esfuerzos que se generan sobre un eje simétrico, se observa en la figura 3.7. En este esquema, se observa la representación de las capas con un espesor h_i , en donde las dos primeras tienen un espesor finito y la tercera tiene un espesor infinito. Les caracteriza también la interfaz existente entre el contacto de cada capa, para este tipo de sistema se hace referencia a dos interfaces⁵⁰. La aplicación de la carga se realiza en la cara superior de la primera capa, a través de una superficie de contacto circular de radio a , en la que se distribuye uniformemente la carga q . Como ya se mencionó en los anteriores apartados, la zona crítica se encuentra directamente debajo de la zona centro del área de carga. Por esta razón, para realizar el análisis de los esfuerzos y deformaciones se hace pasar un eje axial de simetría por el centro de la placa circular de carga. Interesa conocer de este sistema de tres capas, los esfuerzos que se generan en la intersección entre este eje y las interfaces. Los materiales que conforman cada capa quedan caracterizados por el módulo de elasticidad (E) y la relación de poisson (μ). Debido a la simetría producida por el eje, a lo largo del mismo los esfuerzos tangenciales y radiales son iguales ($\sigma_r = \sigma_t$), el esfuerzo cortante es igual a cero, $\tau_{rz} = 0$, por lo que, los esfuerzos principales quedan definidos por σ_z y σ_r . De acuerdo a lo anterior, los esfuerzos generados en los puntos de interés, las intersecciones entre interfaces y el eje de simetría, son las siguientes:

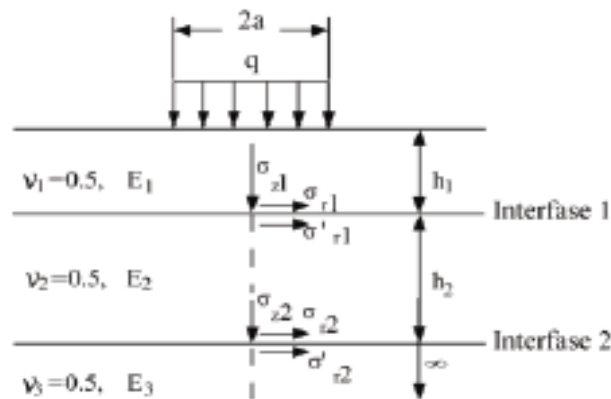


Figura 3.7. Esfuerzos en un sistema multicapa de tres capas⁵¹.

En lo que respecta a las deformaciones producidas por el estado de esfuerzos, las deformaciones para un caso general, tienen la representación matemática siguiente:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu[\sigma_r + \sigma_t]) \quad \epsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - \nu[\sigma_t + \sigma_z]) \quad \epsilon_t = \frac{1}{E}(\sigma_t - \nu[\sigma_r + \sigma_z])$$

⁵⁰ Ibid. Pág. 49.

⁵¹ Donald Burmister. "The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems," Journal of Applied Physics, Vol. 16.

3.5 Respuesta de Materiales de la Guía de la AASHTO 93

La respuesta del pavimento es necesaria para la confiabilidad y caracterización de materiales, que dependen del modelo constitutivo seleccionado para representar la respuesta de material. Varios modelos constitutivos se han utilizado para el diseño de pavimentos. La guía de diseño AASHTO 93, recomienda que el esfuerzo desviador y modelos constitutivos de esfuerzos de tensión mayores pueden ser utilizados para caracterizar los suelos de grano fino y de grano grueso, respectivamente. Sin embargo, Von Quinto y Killingsworth (1998), encontraron que el llamado modelo constitutivo universal es más exacto en la simulación de las respuestas medidas en el laboratorio y que las ecuaciones constitutivas usan variables complejas. De igual manera, se describe y enlista la mayoría de los modelos constitutivos que han sido usados con diversas variables de complejidad.

1. Suelos Granulares Finos

$$M_R = K_1(\sigma_d)^{K_3}$$

2. Suelos granulares Gruesos

$$M_R = K_1(\theta)^{K_2}$$

3. Ecuación Universal

$$M_R = K_1 P_a \left[\frac{\theta}{P_a} \right]^{K_2} \left[\frac{\sigma_d}{P_a} \right]^{K_3}$$

4. Ecuación Constitutiva Universal Modificada

$$M_R = k_1 p_a \left[\frac{\theta - 3k_6}{p_a} \right]^{k_2} \left[\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right]^{k_3}$$

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3.$$

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

Dónde:

p_a = Presión atmosférica

θ = Esfuerzo de tensión principal

σ_d = Esfuerzo desviador.

σ_1 = Esfuerzo principal.

σ_2 = Esfuerzo intermedio.

σ_3 = Esfuerzo menor / Esfuerzo de cizallamiento o de corte.

$k_1, k_2,$

k_3, k_6 = Constantes de regresión a partir de ensayos del módulo resiliente.

3.6 Aplicación de modelos de respuesta analíticos

3.6.1 Alize III

Descripción del programa analítico. El modelado del pavimento, de acuerdo con el enfoque de diseño racional de Alize, se basa en una representación de la estructura por medio de una estructura de múltiples capas que tiene un comportamiento elástico lineal. Con la cual es posible determinar el estado tensional del firme bajo una carga con la teoría multicapa elástica lineal, desarrollada por Burmister. En la cual los parámetros de entrada para analizar la respuesta elástica de las capas del firme flexible, son los siguientes:

1. **Espesor de capa H**
2. **Módulo de elasticidad del material E**
3. **Coefficiente de poisson μ**
4. **Condiciones de interface en los extremos de las capas adyacentes**

Con estas hipótesis y simplificaciones, las ecuaciones en derivadas parciales que resultan del planteamiento del problema se resuelven mediante transformadas. La respuesta de la estructura se obtiene entonces en forma de integrales definidas que se resuelven numéricamente. Para ello, se utilizan los correspondientes programas de ordenador, de los que existen muchas versiones como (Everstress, Alize, Bisar, Weslea, etc). Además, en los programas mecanicistas existen dos tipos de interfaces disponibles, las cuales se presentan como: adherencia y deslizamiento.

- **Alternativa 1. Datos de entrada para el análisis analítico.**

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor cm	Módulo de Elasticidad (Mpa)	Coefficiente de Poisson μ
Carpeta Asfáltica / Mezcla bituminosa	Adherida	Mezcla discontinua de rodadura (BBTMA)	3	5000	0.35
	Adherida	AC Semidensa	8	6000	0.33
	Adherida	AC gruesa	14	5500	0.33
Base hca.	Adherida	Zahorra Artificial	20	220	0.35
Subbase	Adherida	Zahorra Natural	25	120	0.35
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30

Tabla 5. Parámetros de entrada de materiales de conformación de Alize III.

- **Salida de Resultados de tensiones y deformaciones**

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.0803 B	9.014 B	-0.0580 C	6.000 A
3	Adherido	0.0463 C	6.140 B	-0.0503 C	5.806 A
	ACS	0.0463 C	6.379 B	-0.0461 C	5.806 A
11	Adherido	-0.0134 A	0.632 B	0.0490 A	3.207 B
	ACG	-0.0134 A	0.711 B	0.0523 A	3.207 B
25	Adherido	-0.0758 C	-5.477 C	0.0649 B	0.324 C
	BG	-0.0758 C	-0.057 C	0.1577 C	0.324 C
45	Adherido	-0.0698 C	-0.137 C	0.1182 C	0.169 C
	SB	-0.0698 C	-0.034 C	0.1580 C	0.169 C
70	Adherido	-0.0622 C	-0.060 C	0.1159 C	0.098 C
	SR	-0.0622 C	-0.011 C	0.1730 C	0.098 C
D R	29.722 mm/100 830.40 m		R * D= 24681.09 m* mm/100		

Tabla 6. Parámetros de salida de tensiones y deformaciones Alize III.

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

- A Bajo una rueda simple
- B Bajo una de las ruedas gemelas
- C En el centro de las ruedas gemelas

Valores de servicio calculados

$\epsilon_{r1} = -0.0758 \cdot 10^{-3}$ strain. Deformación radial de tracción en la base de la capa bituminosa.

$\epsilon_{z1} = 0.1577 \cdot 10^{-3}$ strain. Deformación vertical de compresión sobre la base granular.

$\epsilon_{z1} = 0.1580 \cdot 10^{-3}$ strain. Deformación vertical de compresión sobre la subbase granular.

$\epsilon_{z3} = 0.1730 \cdot 10^{-3}$ strain. Deformación vertical de compresión sobre la capa de la subrasante.

$\Delta o = 29.722$ mm/m. Deflexión del modelo estructural.

3.6.2 Bisar 3.0

- **Descripción del programa analítico**

El análisis estructural del método SHELL, para el diseño de pavimentos tiene por objetivo el cálculo de los valores de ciertas deformaciones unitarias en determinadas posiciones críticas del pavimento, para su aplicación en un análisis de daños por criterios de falla que nos permitirá la estimación de la vida de diseño del pavimento. Dichos criterios de falla son el criterio de falla de agrietamiento por fatiga y el criterio de falla por deformación permanente. El método considera la estructura del pavimento como un sistema multicapa linealmente elástico, bajo la acción de las capas del tránsito.

- **Datos de entrada de bisar 3.0**

- 1. Propiedades de los materiales de cada capa**

- 1.1 Módulo de elasticidad (E)
- 1.2 Coeficiente de Poisson (μ)

- 2. Espesores de las diferentes capas**

- 3. Condiciones de las cargas**

- 3.1 Magnitud de descarga vertical
- 3.2 Radio de contacto del neumático
- 3.3 Presión de contacto

- 4. Número de cargas**

- 5. Localización de las cargas sobre la superficie**

- 6. Localización de los puntos de análisis de esfuerzos y deformaciones (coordenadas X,Y, Z)**

- **Características del modelo de respuesta**

Con el programa de bisar se pueden calcular en un sistema elástico multicapa tensiones, deformaciones y desplazamientos que se define por la siguiente configuración y el comportamiento del material⁵²:

1. El sistema consta de capas horizontales de espesor uniforme que se apoya sobre una base semi-infinita.
2. Las capas se extienden infinitamente en direcciones horizontales.
3. El material de cada capa es homogéneo e isotrópico.
4. Los materiales son elásticos y tienen una relación de tensión-deformación lineal.
5. Permite especificar parámetros de fricción y cargas horizontales.

⁵² D.L. de Jong, M.F.G. Peutz and A.R. Korswagen, Computer Program BISAR, Layered systems under normal and tangential surface loads, AMSR.0006.73.

Fundamento de cálculo teórico

Las siguientes características están dadas para cada posición:

1. Las coordenadas X, Y, Z en el sistema coordenado cartesiano fijo.
2. La distancia entre carga-eje y posición.
3. El ángulo θ (theta) como una medida indirecta para determinar la posición de la dirección radial para la combinación de cargas y la posición de las mismas.
4. Los desplazamientos para cada carga, normal, esfuerzo de corte y deformaciones medidas en dirección del sistema de coordenadas cilíndricas locales con el centro de carga como origen.
5. La combinación de todas las cargas expresadas en un sistema cartesiano fijo.
 - 5.1 Esfuerzos totales, deformaciones y desplazamientos.
 - 5.2 Valores principales y direcciones de los esfuerzos totales y deformaciones.
6. El origen está en el centro de la carga en la superficie de la capa.
7. La dirección vertical es paralela al eje de las Z en el sistema coordenado fijo.
8. La dirección radial normal y la dirección tangencial están un plano perpendicular horizontal a la dirección vertical.

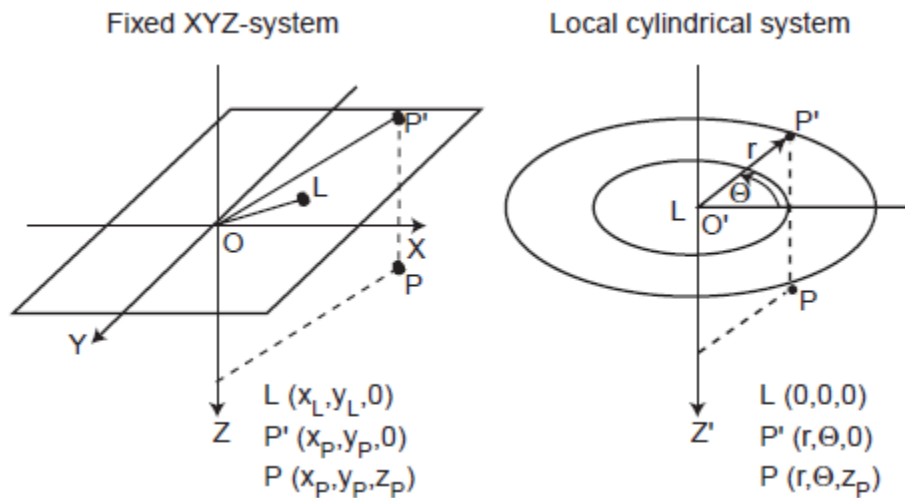


Figura 3.9. Esquema de sistemas coordenados con Bisar 3.0

La parámetros de entrada para bisar se expresa en términos de un sistema de coordenadas cartesiano fijo (X, Y, Z). Sin embargo, para determinar la respuesta de una carga en una cierta posición en términos de tensiones, deformaciones y desplazamientos resultantes, se llevan a cabo en un sistema de coordenadas cilíndrico locales (r, q, z) para cada carga. Un resumen de los dos sistemas L, es el centro de una carga en el plano XY en la parte superior de la estructura y es el origen del sistema cilíndrico local. P corresponde a una posición arbitraria en la estructura, con P' como la proyección de P en el plano de la superficie.

• **Salida de resultados**

Los materiales de la estructura están caracterizados por su módulo de elasticidad (E), su relación de poisson (μ) y las propiedades mecánicas del material, estos materiales se consideran homogéneos y las capas horizontales de extensión infinita. En este reporte, los parámetros de entrada y salida son mostrados en la tabla de resultados.

La salida comprende las deformaciones, tensiones normales y desplazamiento uniaxiales para cada posición de la estructura.

Estas tensiones normales y deformaciones son denotadas por XX, YY y ZZ de acuerdo a las direcciones en el sistema coordenado cartesiano fijo. Los desplazamientos uniaxiales son especialmente denotados como UX, UY y UZ.

El cálculo ejecutado por Bisar determina la respuesta de una carga en términos de resultados tensiones, deformaciones y deflexiones en un cierto punto llevado a cabo por un sistema de coordenadas cilíndricas locales.

BISAR 3.0 – Block Report												
Example Project												
System: 1: Positions Between the Wheels and Under a Wheel												

Structure				Loads								
Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0.300	5.000E+03	0.35	1	2.000E+01	5.774E-01	0.000E+00	0.000E+00	1.050E-01	0.000E+00	-1.575E-01	0.000E+00
2	0.200	1.000E+03	0.35	2	2.000E+01	5.774E-01	0.000E+00	0.000E+00	1.050E-01	0.000E+00	1.575E-01	0.000E+00
3	0.150	8.000E+02	0.35									
4		2.000E+02	0.35									

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	Stresses			Strains			Displacements		
					XX (MPa)	YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	YY μ strain	ZZ μ strain	UX (μ m)	UY (μ m)	UZ (μ m)
1	1	0.000E+00	0.000E+00	1.500E-01	-1.475E-02	-9.448E-02	-1.290E-01	1.289E+01	-8.831E+00	-1.815E+01	0.000E+00	0.000E+00	9.900E+01
2	1	0.000E+00	0.000E+00	3.000E-01	1.919E-01	1.409E-01	-5.623E-02	3.246E+01	1.868E+01	-3.454E+01	0.000E+00	0.000E+00	9.516E+01
3	2	0.000E+00	0.000E+00	3.000E-01	1.416E-02	3.954E-03	-5.623E-02	3.246E+01	1.868E+01	-6.257E+01	0.000E+00	0.000E+00	9.516E+01
4	3	0.000E+00	0.000E+00	6.500E-01	2.704E-02	2.539E-02	-1.327E-02	2.849E+01	2.572E+01	-3.953E+01	0.000E+00	0.000E+00	7.978E+01
5	4	0.000E+00	0.000E+00	6.500E-01	1.399E-03	9.881E-04	-1.327E-02	2.849E+01	2.572E+01	-7.054E+01	0.000E+00	0.000E+00	7.978E+01
6	1	0.000E+00	-1.575E-01	1.500E-01	-2.084E-02	-3.778E-02	-2.388E-01	1.519E+01	1.062E+01	-4.366E+01	0.000E+00	-1.386E-01	9.778E+01
7	1	0.000E+00	-1.575E-01	3.000E-01	1.834E-01	1.450E-01	-5.453E-02	3.034E+01	1.999E+01	-3.389E+01	0.000E+00	-3.101E+00	9.284E+01
8	2	0.000E+00	-1.575E-01	3.000E-01	1.319E-02	5.514E-03	-5.453E-02	3.035E+01	1.998E+01	-6.108E+01	0.000E+00	-3.101E+00	9.284E+01
9	3	0.000E+00	-1.575E-01	6.500E-01	2.563E-02	2.317E-02	-1.262E-02	2.743E+01	2.327E+01	-3.712E+01	0.000E+00	-3.920E+00	7.845E+01
10	4	0.000E+00	-1.575E-01	6.500E-01	1.314E-03	6.978E-04	-1.262E-02	2.743E+01	2.327E+01	-6.660E+01	0.000E+00	-3.920E+00	7.845E+01

Tabla 7. Resultado de tensiones, deformaciones y desplazamientos de bisar .

3.6.3 Everstress Finit Elements

- **Método de elemento finito**

El método del elemento finito es un procedimiento que sirve para conocer el estado de esfuerzo- deformación y los desplazamientos en un medio continuo que puede ser heterogéneo y anisótropo. Básicamente consiste en discretizar el medio por elementos y a partir de éstos, estudiar el comportamiento de ellos en forma individual, para después acoplarlos y conocer con ellos las condiciones generales en el medio.

Actualmente se ha venido desarrollando una nueva metodología para el estudio y análisis de pavimentos la cual emplea programas de elementos finitos para la determinación de esfuerzos y deformaciones. Estos programas emplean ecuaciones constitutivas para el cálculo de esfuerzos y deformaciones las cuales suponen que el material es continuo. Para el caso de los pavimentos, algunas de las ventajas del empleo de programas de elementos finitos radica en que pueden llegar a tener en cuenta que los materiales granulares no tratados que conforman pavimentos exhiben un comportamiento no lineal, dependiente de los condiciones de esfuerzos, y comportamiento viscoelástico en las capas asfálticas. Son capaces de modelar diferentes geometrías, condiciones de frontera, criterios de falla y carga cíclica.

Método de análisis numérico que permiten obtener soluciones aproximadas en una amplia variedad de problemas de ingeniería interpolando diferentes escenarios de análisis de la estructura del pavimento flexible. El método se usa para dividir un medio continuo (por ejemplo el volumen total seccionado de un pavimento) en un gran número de pequeños volúmenes discretos con el fin de obtener una solución numérica aproximada para cada volumen, en lugar de una solución exacta para todo el volumen. Algunos modelos de comportamiento empleados en programas de elementos finitos para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en materiales granulares no tratados son: el modelo de acumulación de Bochum⁵³, elastoplásticos⁵⁴, hiperelásticos⁵⁵, lineales y no lineales⁵⁶. Para las capas asfálticas por lo general los modelos empleados son elásticos lineales y los viscoelásticos.

⁵³ WICHTMANN, T. (2005). Explicit Accumulation Model for Non-cohesive Soils under Cyclic Loading. Ph. D. Thesis, *Des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr - Universität Bochum*.

⁵⁴ CHAZALLON, C. (2000). An Elastoplastic Model with Kinematic Hardening for Unbound Aggregates in Roads, En: *Unbound Aggregates in Road Construction – UNBAR 5*, Dawson editor, Balkema, Rotterdam. pp. 265-73270.

⁵⁵ NIEMUNIS, A. (2003). Extended Hypoplastic Models for Soils. *Ph. D. thesis*, Politechnika Gdńska. Habilitation, Monographic 34.

⁵⁶ BOYCE, H. R. (1980). A Non-linear Model for the Elastic Behavior of Granular Materials under Repeated Loading. En: *Proceedings International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, U.K.*, Vol. 1. pp. 285-294.

Fundamento teórico del modelo constitutivo

1. Discretizar el medio de interés

El medio de discretizar el pavimento flexible se divide en un número de elementos de formas geométricas simples, denominadas elementos finitos, con las cargas de las ruedas en la parte superior.

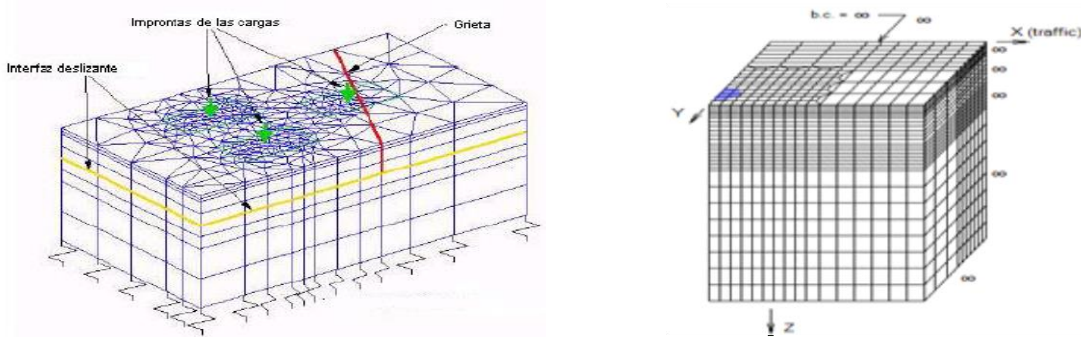


Figura 3.10. Discretización de capas por elementos finitos.

2. Determinar las características de cada elemento

A partir de los elementos y de sus funciones de interpolación, se desarrolla una expresión matricial (matriz elemental) para relacionar las fuerzas con los desplazamientos en las esquinas de cada elemento.

3. Determinar las características de cada elemento

$$\begin{bmatrix} H_i \\ H_j \\ H_k \\ V_i \\ V_j \\ V_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} \\ K_{12} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} \\ K_{13} & K_{23} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} \\ K_{14} & K_{24} & K_{34} & K_{44} & K_{45} & K_{46} \\ K_{15} & K_{25} & K_{35} & K_{45} & K_{55} & K_{56} \\ K_{16} & K_{26} & K_{36} & K_{46} & K_{56} & K_{66} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} U_i \\ U_j \\ U_k \\ V_i \\ V_j \\ V_k \end{bmatrix} = \mathbf{0}\{f\}[k]\{V_i\}$$

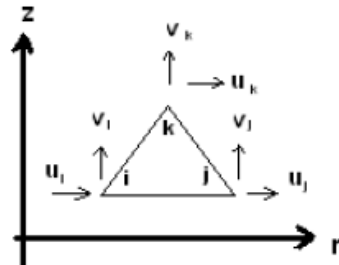


Figura 3.11. Vectores de distribución de fuerzas.

K_{11} : Es la fuerza horizontal en el nodo i causada por un desplazamiento virtual de 1 en el nodo.

K_{12} : Es la fuerza horizontal causada por un desplazamiento horizontal de 1 en el nodo j .

4. Ensamblar las ecuaciones elementales

Las matrices elementales se sustituyen para formar un conjunto de ecuaciones algebraicas que describen el problema global.

$$\{F\} = [k] * \{V\}$$

5. Incorporar condiciones de borde

Se incorporan condiciones de borde dentro de la matriz global (fondo y lados de la región de análisis escogida).

6. Resolver sistema de ecuaciones algebraicas

El conjunto de ecuaciones algebraicas es resuelto mediante un método matricial adecuado a través de un programa de cómputo que provee los desplazamientos en todos los nodos y determinado, a partir de ellos, los esfuerzos y deformaciones de los elementos así como sus direcciones en el plano.

7. Salida de resultados

Las salidas son las mismas mediante un modelo elástico multicapa:

- **Esfuerzo:** La intensidad de las fuerzas internamente distribuidas en diferentes puntos de la estructura del pavimento.
- **Deformación:** El desplazamiento unitario a causa del esfuerzo.
- **Deflexión:** cambio lineal en una dimensión.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

CAPÍTULO 4

VALIDACIÓN DE SECCIONES EMPÍRICAS AASHTO 93 POR MODELOS DE RESPUESTA ANALÍTICOS

4 Validación de las secciones empíricas AASHTO 93 por modelos de respuesta analíticos

4.1 Establecimiento de cuatro secciones tipo

Para saber, si el pavimento flexible está bien dimensionado, es decir, si el espesor de las capas es suficiente, se determina el estado tensional producido por una carga tipo. La carga tipo se establece a partir de regulaciones sobre peso y presiones de inflado de vehículos pesados propios donde se realiza el dimensionamiento.

La metodología de análisis empleada para validar los espesores de capas asfálticas y capas subyacentes de las secciones empíricas de la AASHTO 93, es mediante la modelación de las capas de construcción a través de programas de ordenador analíticos, lo que permiten sensibilizar al diseñador de carreteras cuando los espesores de diseño son efectivos, o cuando los materiales entran al rango plástico, asimismo con base a los resultados obtenidos se puede determinar que sección estructural, es indispensable seguir simulando y ajustando para obtener los espesores de diseño óptimos, que relacionen las tensiones, deformaciones y deflexiones con el número de aplicaciones de carga N de ejes equivalentes sencillos, para determinar en qué momento el firme supondrá el agotamiento de la capa más crítica y del firme en su conjunto. Dichos criterios de falla son el criterio de agrietamiento por fatiga y el criterio por deformación permanente.

Etapa 1: Modelo de respuesta

Se calculan las tensiones, las deformaciones y los desplazamientos que se producen en la estructura bajo una acción tipo, según el modelo adoptado.

Etapa 2: Modelo de Fallo

Los resultados del cálculo se interpretan en términos de fallo, se determina el número de ejes equivalentes N de aplicaciones de carga tipo admisible, hasta el agotamiento estructural, mediante las leyes de fatiga que rigen cada uno de los materiales de conformación de la sección del firme flexible.

Etapa 3: Calculo de solicitaciones

Las leyes de fatiga del modelo de fallo nos permiten determinar el número de solicitaciones de acuerdo a la calidad de los materiales y de igual forma modificar los espesores si no cumplieren con el espesor de diseño. Finalmente, se propone el espesor de diseño óptimo para conformar la sección del firme estructural.

Etapa 4: Vehículos Pesados

Equivalencia entre ejes equivalentes y vehículos pesados en la carretera.

4.2 Alize III.

4.2.1 Sección 1: base y subbase hidráulica

Validación de la sección uno a partir del programa analítico Alize III.

Capa	Espesor (cm)	E (Psi)	SN	AASHTO 93 N	Geometría
Mezcla bituminosa	19	857,000	4.08	62,500,416	SECCIÓN 1
Base hidráulica	15	30,500	4.90	61,963,628	
Subbase	25	17,500	6.14	57,075,048	
Subrasante	∞	8,151		∞	

Tabla 8. Análisis de la sección de construcción uno por el modelo Alize III

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.1124 C	11.191 B	-0.0860 C	6.000 A
3	Adherido	0.0644 C	7.260 B	-0.0656 C	5.733 B
	ACS	0.0644 C	7.6 99 B	-0.0600 C	5.733 B
9	Adherido	-0.0137 A	0.728 B	0.0524 A	3.504 B
	ACG	-0.0137 A	0.811 B	0.0559 A	3.504 B
19	Adherido	-0.1108 C	-7.897 B	0.0957 B	0.495 B
	BG	-0.1108 C	-0.072 C	0.2382 B	0.495 B
34	Adherido	-0.1114 C	-0.206 C	0.1876 C	0.281 C
	SB	-0.1114 C	-0.043 C	0.2540 C	0.281 C
59	Adherido	-0.0948 C	-0.092 C	0.1750 C	0.148 C
	SR	-0.0948 C	-0.016 C	0.2616 C	0.148 C
D R	37.329mm/100 559.78 m		R * D= 20,896.25 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas**

Alize III						
Capa	Tipo de Mezcla	ϵ_x	ϵ_z	SHELL	Norma 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
Mezcla bituminosa	Mezcla BBTMA	0.0644		2.86 E+08	28,647,754	48,701,182
	AC Semidensa	-0.0137		10.99 E+10	8.40E+09	14.28 E+09
	AC gruesa	-0.1108		19,143,483	3,909,155	6,645,564
Base hca.			0.2382		9,796,160	16,653,472
Subbase			0.2540		7,788,297	13,240,105
Subrasante			0.2616		7,009,939	11,916,896

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por $P / (R * E_i)$ P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

Calibración analítica de la Sección uno

- Sección 1: Base y subbase granular
- Parámetros entrada para el análisis analítico.

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor cm	Módulo de Elasticidad (Mpa)	Coefficiente de Poisson μ	Geometría Propuesta
Mezcla bituminosa	Adherida	Mezcla (BBTMA)	3	5000	0.35	SECCIÓN 1
	Adherida	AC S	8	6000	0.33	MB 25
	Adherida	AC G	14	5500	0.33	
Base hca.	Adherida	Zahorra Artificial	20	220	0.35	BG 20
Subbase	Adherida	Zahorra Natural	25	120	0.35	SUBBASE 25
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30	

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.0803 B	9.014 B	-0.0580 C	6.000 A
3	Adherido	0.0463 C	6.140 B	-0.0503 C	5.806 A
	ACS	0.0463 C	6.379 B	-0.0461 C	5.806 A
11	Adherido	-0.0134 A	0.632 B	0.0490 A	3.207 B
	ACG	-0.0134 A	0.711 B	0.0523 A	3.207 B
25	Adherido	-0.0758 C	-5.477 C	0.0649 B	0.324 C
	BG	-0.0758 C	-0.057 C	0.1577 C	0.324 C
45	Adherido	-0.0698 C	-0.137 C	0.1182 C	0.169 C
	SB	-0.0698 C	-0.034 C	0.1580 C	0.169 C
70	Adherido	-0.0622 C	-0.060 C	0.1159 C	0.098 C
	SR	-0.0622 C	-0.011 C	0.1730 C	0.098 C
D R	29.722 mm/100 830.40 m		R * D= 24681.09 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas**

Alize III							
Capa	Espesor		MicroStrains		N		
			ϵ_r	ϵ_v	SHELL	Norma 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
Mezcla bituminosa	BBTMA	3	0.0463		∞	∞	∞
	ACS	8	-0.0134		∞	9.11E+09	15.49E+09
	AC G	13	-0.0758		127,673,682	15,749,556	26,774,244
Base hca.	BG	20		0.1577		42,729,670	72,640,440
Subbase	SB	30		0.1580		42,440,621	72,149,056
Subrasante	SR	∞		0.1730		30,697,839	52,186,326

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por $P / (R * E_i)$ P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

4.2.2 Sección 2: base hidráulica

Validación de la sección dos a partir del programa analítico Alize III.

Entrada de Resultados						
Categoría de Mezcla		Espesor cm		Módulo de Elasticidad Kp/cm ²	Coefficiente de poisson	Geometría
BBTMA	A	3	20	50000	0.35	SECCIÓN 2 MB 20 BG 33
AC S	A	7		60000	0.33	
AC G	A	10		55000	0.33	
BASE HCA	A	33	2200	0.35		
SUBRASANTE		∞	600	0.30		

Tabla 9. Análisis de la sección de construcción dos por el modelo de respuesta Alize III.

Calculo de tensiones y deformaciones unitarias

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.1023 C	10.523 B	-0.0775 C	6.000 A
3	Adherido	0.0591 C	6.920 B	-0.0610 C	5.754 B
	ACS	0.0591 C	7.299 B	-0.0558 C	5.754 B
10	Adherido	-0.0161 A	0.243 B	0.0512 A	3.194 B
	ACG	-0.0161 A	0.354 B	0.0544 A	3.194 B
20	Adherido	-0.1001 C	-7.090 B	0.0866 B	0.485 B
	BG	-0.1001 C	-0.041 C	0.2255 B	0.485 B
53	Adherido	-0.0985 C	-0.242 C	0.1446 C	0.154 C
	SR	-0.0985 C	-0.016 C	0.2712 C	0.154 C
D R	34.895 mm/100 620.86 m		R * D= 21,664.55 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ANALISIS ALIZE						
Capa	Espesor cm	Micro deformaciones		N		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
BBTMA	3	0.0591		∞	∞	
AC S	7	-0.0161		9,551,991,973	4.753 E+09	8,08 E+09
AC G	10	-0.1001		30,384,600	5,552,051	9,438,487
BASE HCA	33		0.2255		11,913,465	20,252,890
SUBRASANTE	∞		0.2712		6,163,322	10,477,648

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por
P/ (R *Ei)

P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

Calibración analítica de la sección dos

Incremento del espesor de la sección empírica de la AASHTO 93, de acuerdo a los parámetros del modelo de respuesta Alize III.

- **Parámetros de entrada**

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Poisson (μ)	Geometría Propuesta
Carpeta Asfáltica	Adherida	BBTMA	3	5000	0.35	SECCIÓN 2 MB 28
	Adherida	ACS	10	6000	0.33	
	Adherida	AC Gruesa	15	5500	0.33	
Base hidráulica	Adherida	Zahorra Natural	35	220	0.35	BG 35
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30	

- **Salida de Resultados de tensiones y deformaciones**

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.0702 B	8.305 B	-0.0485 C	6.000 A
3	Adherido	0.0398 C	5.726 B	-0.0444 C	5.826 A
	ACS	0.0398 C	5.893 B	-0.0406 C	5.826 A
13	Adherido	-0.0138 A	0.225 B	0.0438 A	2.707 B
	ACG	-0.0138 A	0.317 B	0.0466 A	2.707 B
28	Adherido	-0.0636 C	-4.650 C	0.0556 C	0.280 C
	ZA	-0.0636 C	-0.046 C	0.1362 C	0.280 C
63	Adherido	-0.0603 C	-0.148 C	0.0900 C	0.097 C
	SR	-0.0603 C	-0.009 C	0.1694 C	0.097 C
D R	27.074mm/100 954.90 m		R * D= 25,853.13 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ALIZE III						
Capa	Espesor cm	Micro deformaciones		Aplicaciones de carga N		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
BBTMA	3	0.0398		∞	∞	∞
AC S	10	-0.0138		10.93E+09	8.18E+09	13.91E+09
AC G	15	-0.0636		303,855,188	29,992,850	50,987,845
BASE HCA	35		0.1362		72,121,629	122,606,770
SUBRASANTE	∞		0.1694		33,092,099	56,256,568

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por
P/ (R *Ei)

P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

4.2.3 Sección 3: base estabilizada con cemento portland

Validación de la sección tres a partir del programa analítico Alize III.

Capa	Espesor (cm)	E (Mpa)	SN	N AASHTO 93	Geometría
Mezcla bituminosa	5	6000	1.07	102,120,504	
Base estabilizada con cemento portland	23	8000	3.99	54,132,904	
Subbase hidráulica	40	120	6.07	52,525,419	
Subrasante	∞	60		∞	

Tabla 10. Análisis de la sección de construcción dos por el modelo Alize III.

Tráfico Acumulado ESALs (N): $50.70 E^{+06} \leq 745,843,542$
Suelo Cemento⁵⁷: 8,000 MPa

Sigma r	resistencia F	sigma r / resistencia F	N Repeticiones de carga
4.978	10	0.498	1,894,524

Capa	Alize III					
	MicroStrains			N		
	ϵ_r	ϵ_z	σ_r/R_F	SHELL	Norma 6.1 IC	FLEXIBLE F.M. 2.0
Mezcla asfáltica	-0.0265			∞	745,843,542	1,491,687,083
Base tratada con cemento portland			0.498		1,894,524	3,789,047
Base hidráulica		0.1194			115,412,381	230,824,761
Subrasante		0.1455			56,966,135	113,932,271

Conclusión: Falla por deformación permanente la base tratada con cemento portland por tensión radial de tracción o tensión tangencial en el fondo de la capa, por lo que, se recomienda aumentar el espesor de la base estabilizada para que la sección del firme cumpla con los parámetros de tránsito de diseño.

⁵⁷ Donde σ_r es la tensión radial de tracción en el fondo de la capa, y R_F es la resistencia a flexotracción a largo plazo del suelo cemento, y puede tomarse como 0.9 MPa.

Calibración analítica de la sección tres

Sección 3: Iteración analítica de la base estabilizada con cemento portland

Denominación de capa		Tipo	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (Mpa)	Coefficiente de poisson μ	Geometría Propuesta
Carpeta Asfáltica	Adherida	AC Densa	5	6000	0.35	SECCIÓN 3 MB 5 BTC 30 SUBBASE 20
Base tratada con cemento portland	Adherida	Suelo Cemento	30	8000	0.25	
Subbase hidráulica	Adherida	Zahorra Natural	20	120	0.35	
Subrasante		SR	∞	600	0.30	

Suelo Cemento: 8000 MPa

Sigma r	Resistencia F	Sigma r / resistencia F	Nf	Flexible
-4.040	10	0.4040	28,183,829	56,367,659

- Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	AC D	0.0497 B	7.173 B	-0.0299 C	6.000 A
5	Adherido	0.0217 C	4.222 B	-0.0216 C	5.501 A
	BTC	0.0217 C	3.656 B	-0.0131 C	5.501 A
35	Adherido	-0.0400 C	-4.040 C	0.0249 C	0.112 C
	ZA	-0.0400 C	-0.009 C	0.0962 C	0.112 C
55	Adherido	-0.0386 C	-0.030 C	0.0783 C	0.074 C
	SR	-0.0386 C	-0.001 C	0.1236 C	0.074 C
D R	22.800 mm/100 1493.95 m		R * D= 34062.04 m* mm/100		

- **Cálculo del número de repeticiones de carga**

Alize III						
Capa	MicroStrains			N		
	ϵ_r	ϵ_z	σ_r/R_F	SHELL	Norma 6.1 IC	FLEXIBLE
Mezcla bituminosa	0.0217			∞	∞	
Base tratada con cemento portland			-0.404	∞	28,183,829	56,367,659
Subbase hidráulica		0.0962		∞	249,663,008	499,326,017
Subrasante		0.1236		∞	102,007,214	204,014,428

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por $P / (R * E_i)$

P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

4.2.4 Sección 4: base de gravaemulsión

Validación de la sección cuatro a partir del modelo de respuesta analítico Alize III.

Capa	Espesor (cm)	E (Mpa)	SN	N AASHTO 93	Geometría
Mezcla bituminosa	8	6000	1.74	51,313,328	
Base estabilizada con concreto asfáltico	28	2000	4.78	51,792,378	
Subbase hidráulica	28	120	6.10	54604,100	
Subrasante	∞	60		∞	

Tabla 11. Análisis de la sección de construcción cuatro por el modelo Alize III.

- **Salida de Resultados de tensiones y deformaciones por Alize III**

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.1004 B	10.498 B	-0.0514 C	6.000 A
3	Adherido	0.0425 C	5.941 B	-0.0401 C	5.559 A
	ACS	0.0425 C	6.179 B	-0.0367 C	5.559 A
8	Adherido	-0.0432 A	-2.021 A	0.0847 A	3.758 B
	BCA	-0.0432 A	-0.880 B	0.1633 A	3.758 B
36	Adherido	-0.0900 C	-2.473 C	0.0914 C	0.215 C
	SB	-0.0900 C	-0.040 C	0.1964 C	0.215 C
64	Adherido	-0.0656 C	-0.063 C	0.1215 C	0.104 C
	SR	-0.0656 C	-0.011 C	0.1821 C	0.104 C
D R	29.661 mm/100 541.82 m		R * D= 16071.01 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ALIZE II						
Capa	Espesor cm	Micro deformaciones		N		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	FLEXIBLE
BBTMA	3	0.0425		1.54E+09	131,715,011	223,915,518
AC S	5	-0.0432		1.46E+09	124,048,792	210,882,947
BASE TRATADA CONCRETO ASF.	28	-0.0900		54,124,812	8,385,603	14,255,526
			0.1633		37,723,049	64,129,184
SUBBASE HCA	28		0.1964		19,513,724	39,027,448
SUBRASANTE	∞		0.1821		25,561,993	51,123,986

Falla a compresión la base hidráulica de la segunda alternativa conformada por la base tratada con emulsión asfáltica.

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por
P/ (R *Ei)

P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

- **Calibración Analítica de la sección cuatro**

Sección 4. Validación de la sección cuatro del método de empírico AASHTO 93, a partir del modelo de respuesta analítico Alize III.

Incremento del espesor de la sección empírica. **Firme Flexible ≤ 12 cm**

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson μ	Geometría Propuesta
Carpeta Asfáltica	Adherida	BBTMA	3	5000	0.35	
		AC densa	5	6000	0.33	
Base estabilizada de concreto asfáltico	Adherida	BCA	30	2000	0.35	
		SB	25	120	0.35	
Subbase hidráulica	Adherida	SB	25	120	0.35	
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30	

- **Salida de Resultados de tensiones y deformaciones**

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.0958 B	10.159 B	-0.0486 C	6.000 A
3	Adherido	0.0414 C	5.933 B	-0.0362 C	5.541 B
	ACS	0.0414 C	6.746 B	-0.0336 C	5.541 B
8	Adherido	-0.0416 A	-2.532 A	0.0764 A	3.690 B
	BCA	-0.0416 A	0.740 B	0.1650 A	3.690 B
38	Adherido	-0.0828 C	-2.235 C	0.0787 C	0.193 C
	SB	-0.0828 C	-0.045 C	0.1804 C	0.193 C
63	Adherido	-0.0636 C	-0.063 C	0.1159 C	0.099 C
	SR	-0.0636 C	-0.011 C	0.1753 C	0.099 C
D R	28.45 mm/100 574.31 m		R * D= 16342.17 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga del firme flexible**

Alize III						
Denominación de Capa		MicroStrains		N		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	Norma 6.1 IC	FLEXIBLE
Mezcla Bituminosa	BBTMA	0.0414			145,023,714	290,047,428
	ACS	-0.0416		1.65E+09	142,480,802	284,961,603
Base tratada con asfalto	AC20	-0.0828		88,288,935	12,015,171	24,030,342
			0.1650		36,353,271	72,706,542
Subbase	SB		0.1804		26,432,759	52,865,518
Subrasante	SR		0.1753		29,283,496	58,566,991

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por P/ (R *Ei)

P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

4.3 Bisar 3.0

4.3.1 Sección 1: Validación analítica



Bisar 3.0 Bitumen Stress Analysis in Road.

Resumen de tensiones, deformaciones y desplazamientos sección 1.

- Datos de entrada del modelo bisar 3.0

Número de capa	Espesor cm	Módulo de elasticidad MPa	Coeficiente de Poisson	Núm. carga	Vertical		Radio m	Coord. X m	Coord. Y m
					Carga kN	Tensión MPa			
1	3	5000	0.35	1	205	5.90 E-01	1.052E-01	0.0E+00	-1.575E-01
2	14	6000	0.33	2	205	5.90 E-01	1.052E-01	0.0E+00	-1.575E-01
3	20	220	0.35						
4	20	120	0.35						
5	∞	60	0.30						

- Cálculo de tensiones del modelo bisar 3.0

Posición	Número de capa	Coord. X m	Coord. Y m	Profundidad m	Tensiones (MPa)		
					XX	YY	ZZ
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-8.036E-01	-5.445 E-01	0.00E+00
2	1	5.00E-02	5.00E-02	3.00E-02	-5.535E-01	-5.276E-01	-1.139E-01
3	2	1.00E-01	1.00E-01	1.70E-01	6.806E-01	6.107E-01	-5.007E-02
4	3	1.50E-01	1.50E-01	2.10E-01	1.066E-03	1.461E-03	-3.363E-02
5	3	2.00E-01	2.0E-01	3.70E-01	1.397E-02	1.373E-02	-2.017 E-02
6	4	2.50E-01	2.50E-01	4.70E-01	4.004E-03	3.919E-03	-1.454E-02
7	4	3.00E-01	3.00E-01	5.70E-01	5,261E-03	5.226E-03	-1.118E-02
8	5	3.50E-01	3.50E-01	6.59E-01	2.671E-04	2.619E-04	-9.072E-03

- Cálculo de deformaciones y desplazamiento del modelo bisar 3.0

Posición	Núm. de capa	Profundidad m	Deformaciones μ strain			Desplazamientos μ strain		
			XX	YY	ZZ	UX	UY	UZ
1	1	0.00E+00	-1.226E+02	-5.265E+01	9.437+01	0.00E+00	0.00E+00	3.876E+02
2	1	3.00E-02	-6.578E+01	-5.880E+01	5.289E+01	-3.241 E+00	-2.946E+00	3.881E+02
3	2	1.70E-01	8.261E+01	6.710E+01	-7.937E+01	1.051E-01	5.884E+00	3.760E+02
4	3	2.10E-01	6.079E+01	6.322E+01	-1.705E+02	1.321E+01	9.550E+01	3.547E+02
5	3	3.70E-01	7.375E+01	7.229E+01	-1.358E+02	1.888E+01	1.650E+01	3.177E+02
6	4	4.70E-01	6.435E+01	6.339E+01	-1.443E+02	2.060E+01	1.889E+01	2.898E+02
7	4	5.70E-01	6.121E+01	6.081E+01	-1.238E+02	2.453E+01	2.289E+01	2.658E+02
8	5	6.599E-01	4.850E+01	4.839E+01	-1.538E+02	2.324E+01	2.201E+01	2.409E+02

- Cálculo de repeticiones de carga estimada

BISAR: SECCIÓN 1						
Capa	Prof. cm	Microdeformaciones		Repeticiones de carga (N)		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMI FLEXIBLE
BBTMA	3	-6.578E+01		compresión	∞	∞
ACS	17	8.261E+01		83,027,999	11,484,697	19,523,984
BASE HCA.	17		-7.937E+01		504,522,173	857,687,695
	21		-1.705E+02		32,335,918	54,971,060
SUBBASE	37		-1.358E+02		72,883,197	123,901,435
SUBRASANTE	57		-1.238E+02		101,419,891	172,413,815

- Determinación de la geometría de diseño

Capa	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Geometría Propuesta	Comentarios
MEZCLA BITUMINOSA	17	5000	SECCIÓN 1	Se analizan las principales microdeformaciones de tensión y compresión en diferentes puntos críticos de la sección de firme.
		6000	MB 17	
BASE	20	220	BG 20	
SUBBASE	20	120		
SUBRASANTE	∞	60	SUBBASE 20	

Tabla 12. Determinación de la geometría de diseño de la sección de construcción número uno por el modelo bisar 3.0.

ϵ_{xx} : Deformación vertical de tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa.

ϵ_{yy} : Deformación tangencial de compresión en la cara superior de los materiales granulares.

CBR de diseño: 8%

4.3.2 Sección 2: Validación analítica



Bisar 3.0 Bitumen Stress Analysis in Road. Resumen de tensiones, deformaciones y desplazamientos sección 2.

- Cálculo de deformaciones y desplazamiento del modelo bisar 3.0

Número de capa	Espesor cm	Módulo de elasticidad MPa	Coeficiente de Poisson	Núm. carga	Vertical		Radio m	Coord. X m	Coord. Y m
					Carga kN	Tensión MPa			
1	3	5000	0.35	1	205	5.90 E-01	1.052E-01	0.0E+00	-1.575E-01
2	18	6000	0.33	2	205	5.90 E-01	1.052E-01	0.0E+00	-1.575E-01
3	33	220	0.35						
4	∞	60	0.30						

- Cálculo de tensiones del modelo bisar 3.0

Posición	Número de capa	Coord. X m	Coord. Y m	Profundidad m	Tensiones (MPa)		
					XX	YY	ZZ
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-6.098E-01	-4.098 E-01	0.00E+00
2	1	5.00E-02	5.00E-02	3.00E-02	-4.690E-01	-4.684E-01	-1.170E-01
3	2	1.00E-01	1.00E-01	2.099E-01	5.505E-01	4.958E-01	-3.791E-02
4	3	1.50E-01	1.50E-01	2.499E-01	1.408E-03	1.423E-03	-2.851E-02
5	3	2.00E-01	2.0E-01	5.399E-01	1.658E-02	1.613E-02	-1.190 E-02
6	4	2.50E-01	2.50E-01	6.000E-01	4.765E-04	4.112E-04	-1.008E-02
7	4	3.00E-01	3.00E-01	7.000E-01	3.174E-04	2.812E-04	-8.247 E-03

- Datos de entrada del modelo bisar 3.0

Posición	Núm. de capa	Profundidad m	Deformaciones μ strain			Desplazamientos μ strain		
			XX	YY	ZZ	UX	UY	UZ
1	1	0.00E+00	-9.328+01	-3.927E+01	7.137+01	0.00E+00	0.00E+00	3.296E+02
2	1	3.000E-02	-5.283E+01	-5.266E+01	4.222E+01	-2.551E+00	-2.656E+00	3.307E+02
3	2	2.099E-01	6.657E+01	5.444E+01	-6.387E+01	8.063E-01	5.053E+00	3.213E+02
4	3	2.499E-01	4.949E+01	4.958E+01	-1.341E+02	1.005E+01	7.614E+01	3.062E+02
5	3	5.399E-01	6.864E+01	6.585E+01	-1.061E+02	1.576E+01	1.454E+01	2.662E+02
6	4	6.000E-01	5.629E+01	5.487E+01	-1.724E+02	1.680E+01	1.574E+01	2.480E+02
7	4	7.000E-01	4.512E+01	4.434E+01	-1.404E+02	1.648E+01	1,569E+01	2.259E+02

- **Cálculo de repeticiones de carga estimada**

BISAR: SECCIÓN 2						
Capa	Prof. cm	Microstrains		Repeticiones de carga (N)		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMI FLEXIBLE
BBTMA	3	-5.283E+01		compresión	∞	∞
ACS	21	6.657E+01		243,546,956	25,366,454	43,122,972
BASE HCA.	21		-6.387E+01		1.078E+09	1.832E+09
	25		-1.341E+02		76,237,126	129,603,114
SUBRASANTE	54		-1.061E+02		175,964,771	299,140,111
	60		-1.724E+02		31,081,107	52,837,882

- **Determinación de la geometría de diseño**

Capa	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Geometría Propuesta	Comentarios	
MEZCLA BITUMINOSA	21	5000	SECCIÓN 2	Se analizan las principales microdeformaciones de tensión y compresión en diferentes puntos críticos de la sección de firme.	
		6000			
BASE	33	MB	21		
SUBRASANTE	∞	60	BG		33

Tabla 13. Determinación de la geometría de diseño de la sección de construcción número dos por el modelo bisar 3.0.

ϵ_{xx} : Deformación vertical de tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa.

ϵ_{yy} : Deformación tangencial de compresión en la cara superior de los materiales granulares.

CBR de diseño: 8%

4.3.3 Sección 4: Validación analítica



Bisar 3.0 Bitumen Stress Analysis in Road Resumen de tensiones, deformaciones y desplazamientos sección 4.

- Cálculo de deformaciones y desplazamiento del modelo bisar 3.0

Número de capa	Espesor cm	Módulo de elasticidad MPa	Coeficiente de Poisson	Núm. carga	Vertical		Radio m	Coord. X m	Coord. Y m
					Carga kN	Tensión MPa			
1	5	6000	0.35	1	205	5.90 E-01	1.052E-01	0.0E+00	-1.575E-01
2	21	2000	0.35	2	205	5.90 E-01	1.052E-01	0.0E+00	-1.575E-01
3	25	120	0.35						
4	∞	60	0.30						

- Cálculo de tensiones del modelo bisar 3.0

Posición	Número de capa	Coord. X m	Coord. Y m	Profundidad m	Tensiones (MPa)		
					XX	YY	ZZ
1	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-7.695E-01	-2.831 E-01	0.00E+00
2	1	5.00E-02	5.00E-02	4.999E-02	-2.310E-01	-4.437E-01	-1.630E-01
3	2	1.00E-01	1.00E-01	6.999E-01	-1.206E-01	-1.006E-01	-1.623E-01
4	2	1.50E-01	1.50E-01	2.699E-01	2.307E-01	2.312E-01	-2.544E-02
5	3	2.00E-01	2.0E-01	3.000E-01	4.933 E-04	1.105E-03	-1.960 E-02
6	3	2.50E-01	2.50E-01	5.199E-01	5.143E-03	5.109E-03	-1.180E-02
7	4	3.00E-01	3.00E-01	5.500E-01	3.347E-05	5.964E-05	-1.023 E-02

- Datos de entrada del modelo bisar 3.0

Posición	Núm. de capa	Profundidad m	Deformaciones μ strain			Desplazamientos μ strain		
			XX	YY	ZZ	UX	UY	UZ
1	1	0.00E+00	-1.117E+02	-2.293E+01	6.140E+01	0.00E+00	0.00E+00	3.663E+02
2	1	4.999E-02	-3.112E+00	-5.097E+01	1.220E+01	3.273E-01	-3.344E+00	3.680E+02
3	2	6.999E-01	-1.427E+01	-8.242E+01	-4.242E+01	1.764E+00	-2.720E+00	3.591E+02
4	3	2.699E-01	7.934E+01	7.967E+01	-9.355E+01	1.663E+01	1.220E+01	3.338E+02
5	3	3.000E-01	5.804E+01	6.493E+01	-1.680E+02	1.823E+01	1.476E+01	3.148E+02
6	4	5.199E-01	6.236E+01	6.197E+01	-1.282E+02	2.013E+01	1.842E+01	2.725E+02
7	4	5.500E-01	5.140E+01	5.197E+01	-1.709E+02	2.118E+01	1,967E+01	2.577E+02

- **Cálculo de repeticiones de carga estimada**

BISAR: SECCIÓN 4						
Capa	Profundidad cm	Microstrains		Repeticiones de carga (N)		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMI FLEXIBLE
ACD	5			compresión	∞	∞
*BASE HMA	5		-4.242E+01			
	26	7.934E+01			Condicionadas.	
SUBBBASE	26		-9.355E+01		275,854,361	468,952,413
	30		-1.680E+02		34,087,573	68,175,146
SUBRASANTE	51		-1.709E+02		32,066,433	64,132,865

- **Determinación de la geometría de diseño**

Capa	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Geometría Propuesta	Comentarios
MEZCLA BITUMINOSA	5	6000	SECCIÓN 4 MB	Se analizan las principales microdeformaciones de tensión y compresión en diferentes puntos críticos de la sección de firme.
BASE	21	2000	BG	
SUBBASE	25	120		
SUBRASANTE	∞	60	SUBBASE	

Tabla 14. Determinación de la geometría de diseño de la sección cuatro por bisar 3.0.

ϵ_{xx} : Deformación vertical de tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa.

ϵ_{yy} : Deformación tangencial de compresión en la cara superior de los materiales granulares.

(**): En estos materiales no tiene sentido considerar el fenómeno de la fatiga, dada su estructura, la cual permite procesos de regeneración cuando suben las temperaturas. En firmes con capas de esta naturaleza, el dimensionamiento viene condicionado por las deformaciones verticales de compresión que se producen en las capas subyacentes o con menor capacidad de soporte de la sección del firme.

4.4 Everstress Finit Element

4.4.1 Sección 1: Cálculo analítico

1. Rueda Gemela/Dual

El modelo EverStress FE de elementos finitos modelado en tres dimensiones (3D), basado en el análisis de los sistemas de pavimento de asfalto, sujeto a diversas combinaciones de carga de rueda/eje, geometría y propiedades de fatiga de los materiales. Este método se utiliza para dividir un medio continuo (por ejemplo la estructura de un pavimento) en un gran número de pequeños volúmenes discretos con el fin de obtener una solución numérica aproximada para cada volumen, en lugar de una solución exacta para todo el volumen.

- **Creación del modelo y geometría.**

Los parámetros de entrada seleccionados para analizar la modelación de tensiones y compresiones de las capas del sistema elástico multicapa por Everstress Finit Element, es primeramente introducir la geometría y las propiedades de las capas del sistema del pavimento flexible. En este caso se corre el modelo cargando las capas de la alternativa A, para ser modeladas a través de la profundidad de cada una de estas. La sección de análisis consiste en tres materiales de conformación:

Datos de capas del sistema de pavimento flexible			
Numero de capas	Espesor (cm)	E (MPa)	Poisson (μ)
Carpeta Asfáltica	21	6000	0.33
Base granular	15	220	0.35
Subbase	25	120	0.35
Subrasante	∞	60	0.30
Modelo de Calculo Infinito para Subrasante			

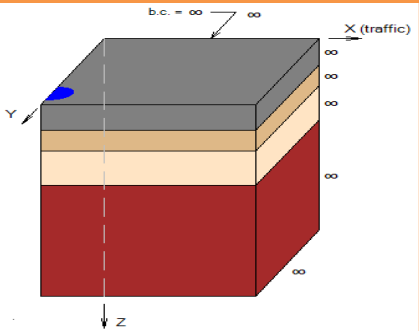


Figura 4.1. Geometría y propiedades de las capas de Everstress Finit Eelemet.

• **Cargas del sistema**

Una vez definidas la geometría y las propiedades de las capas, se definen las cargas que se transmitirán sobre el sistema multicapa. Los parámetros de entrada pueden ser modificados a nuestra conveniencia o por valores de configuración del software. El truck en nuestro ejemplo tiene ruedas simples con ejes sencillos, transmite una presión de contacto de 590 kPa (6.0 kg/cm²), con neumático de contacto circular, radio de contacto de 105 mm, un espaciamiento de centro a centro entre ejes de llantas de 31.50 mm y por último la carga por llanta es de 20.5 kN.

Parámetros de carga			
Tipo de neumático	Simple	Tipo de eje	Sencillo
Contacto de la llanta	Circular	Presión de contacto (kPa)	590
Carga de la llanta (kN)	20.50	Radio de contacto (mm)	105
Espaciamiento entre llantas (mm)	31.50		

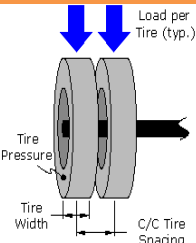


Figura 4.2. Modelación de la rueda simple en el sistema multicapa.

• **Mallado**

Normalmente, es posible manejar los parámetros de entrada para llevar a cabo un estudio razonable de cómo realizar el refinado de la malla y así obtener el diagrama de esfuerzos de tensión (ϵ_{xx}) que se desarrolla en la fibra inferior de la carpeta asfáltica donde comúnmente se lleva el agotamiento o la fatiga del material que se refleja inmediatamente como grieta o fisura en la superficie de rodamiento. Los esfuerzos de compresión de ϵ_{zz} (deformaciones en capas granulares) se muestran para la superficie de rodamiento en la fibra superior y de igual forma se transmiten para los materiales granulares subyacentes pero con menor intensidad. La adherencia de interfaz de cada una de las capas que se propone es con una total adherencia.

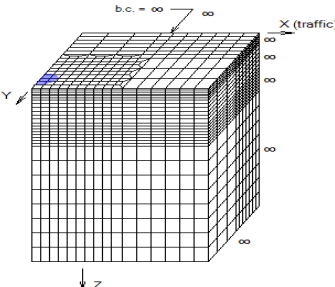
Parámetros de mallado vertical			
Número	División de mallado	Condición de interface	Mallado
Capa 1	6	Completamente adherida	
Capa 2	6		
Capa 3	8	Completamente adherida	
Capa 4	8		
Numero de Nodos	24143		
Numero de Elementos finitos	5320		

Figura 4.3 Mallado de interfaces de capas por elementos finitos.

Curvas de deformaciones tangenciales

El parámetro de control de fatiga en las capas de mezcla bituminosa es la deformación horizontal en la cara inferior de la capa bituminosa (ϵ_{xx}). Una vez que sobrepasa el número de ejes estándar indicado en el cálculo, se iniciará la fisuración de la capa de mezcla bituminosa, su propagación a la superficie y el posterior deterioro de la capa.

El EverstreesFE determina como resultado una microdeformación máxima de $87.1 \cdot 10^{-6}$ (este valor se utiliza normalmente en el diseño del pavimento como parámetro de fatiga) en la fibra inferior de la mezcla bituminosa, resultando de acuerdo con el modelo de respuesta un espesor de diseño de 2cm menor en comparación con el software Alize. Finalmente con las deformaciones que arroja el modelo de respuesta de elemento finito, se determina el número de aplicaciones de carga N, dando como resultado 63, 749,855 sollicitaciones $\geq 50.70 \cdot 10^{-6}$ estimadas durante el periodo de 20 años, por lo que se concluye que la sección estructural cubre el periodo de diseño.

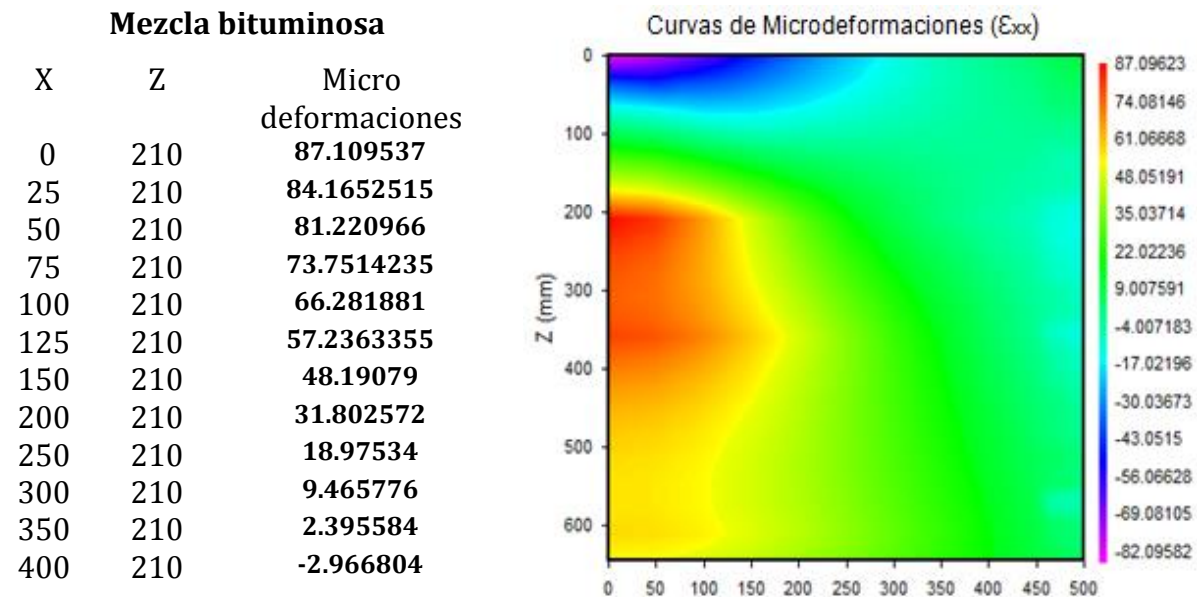


Figura 4.4. Diagrama de deformaciones tangenciales longitudinales de la mezcla bituminosa a través del borde de la carga.

En la siguiente figura se puede observar como la carga aplicada de 6 kp/cm^2 de una rueda dual/genérica, ocasiona en la capa de rodadura una deformación de tensión por compresión de -40 a -85 microdeformaciones, de igual forma, en la capa intermedia de la mezcla bituminosa se presenta una tensión por tracción en la zona de -4 a +35 microdeformaciones de tensión. En la capa de base se observa de color rojo en el rango entre los 18 a 35 cm de profundidad, 60 a 87 microdeformaciones de tensión por tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa.

Curvas de deformaciones verticales

En lo referente, a materiales granulares su comportamiento es citado como elástico no lineal por diversos autores⁵⁸, de manera que es complejo definir como influyen la descompresión de los aridos y la compresión de la capas hasta su ruptura a la fatiga. El everstress Finit Element, muestra como las capas granulares subyacentes a la mezcla bituminosa, tienen efectos puros de compresión en las coordenadas X,Y,Z. Como lo muestra la tabla y el diagrama de microdeformaciones.

Normal Strains (ϵ_{zz})

Base Hidráulica		
X	Z	Microdeformaciones
0	210	87.096232
25	210	84.151906
50	210	81.207579
75	210	73.738097
100	210	66.268614
150	210	48.177877
200	210	31.790658
300	210	9.456747
Subbase hidráulica		
X	Z	Microdeformaciones
0	360	79.432708
25	360	78.173536
50	360	76.914364
75	360	73.415548
100	360	69.916732
150	360	59.842809
200	360	48.33586
300	360	25.854746

Gráfica de deformaciones verticales

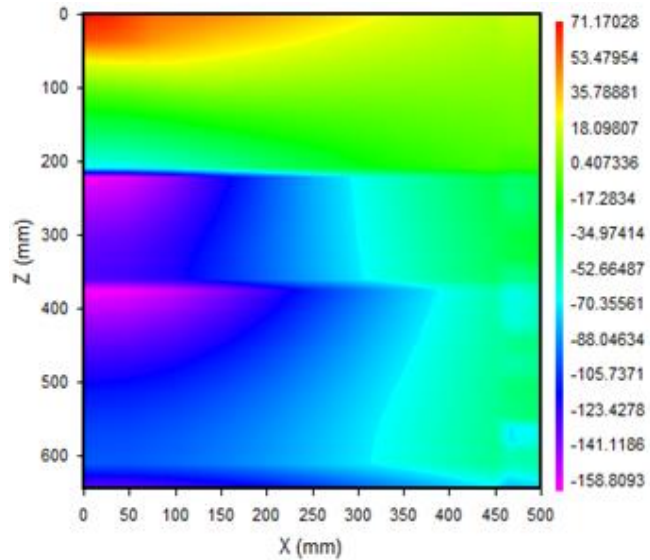


Figura 4.5. Diagrama de deformaciones verticales de capas granulares.

- Resultados de Microdeformaciones de la sección del firme

Microdeformaciones (+T, -C)		
	Tensión	Compresión
Max. Horizontal. / Average. Vertical Strains in Layer 1:	87.1	-0.6
Avg. Vert. Strain in layer 2:		-144.2
Avg. Vert. Strain in layer 3:		-126.6
Vert. Strains at 0 mm / 150 mm into layer4:		-144.5/-102.1

Tabla 15. Resultado de microdeformaciones de las capas del firme del modelo 1.

⁵⁸ Yang H. Huang, Pavement Analysis and Design, University of Kentucky 2004.

Gráfica estándar de deformaciones

A pesar que todos los resultados de salida pueden proporcionar información sobre el comportamiento del pavimento, el parámetro principal de revisión es la deformación horizontal normal (ϵ_{xx} , ϵ_{yy}) en la parte inferior de la capa bituminosa (que indica el potencial de agrietamiento por fatiga), la deformación vertical normal (ϵ_{zz}) en el medio de la capa de base granular y la deformación vertical normal (ϵ_{zz}) en la parte superior de la subrasante (lo que indica el potencial para la formación de roderas en la subrasante). La interpretación de los resultados se puede observar a través de las gráficas de microdeformaciones (ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , ϵ_{zz}).

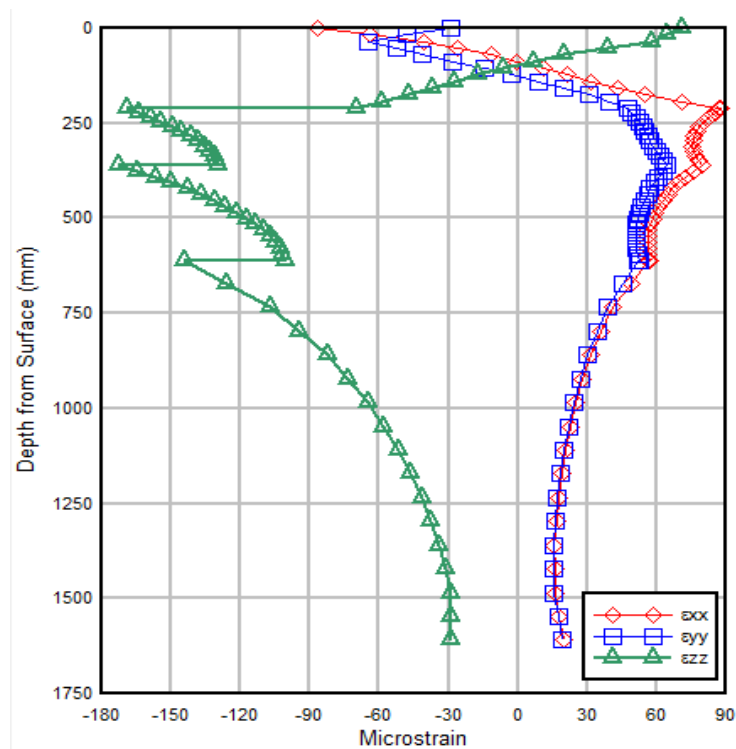


Figura 4.5. Gráfica estándar de deformaciones unitarias sección uno.

4.4.2 Sección 2: Cálculo analítico

1. Rueda Gemela/Dual

Creación del modelo y geometría: En este caso se lleva a cabo el modelo cargando las capas de la alternativa dos para ser modeladas a través de la profundidad de cada una de éstas. La sección de análisis consiste en tres materiales de conformación:

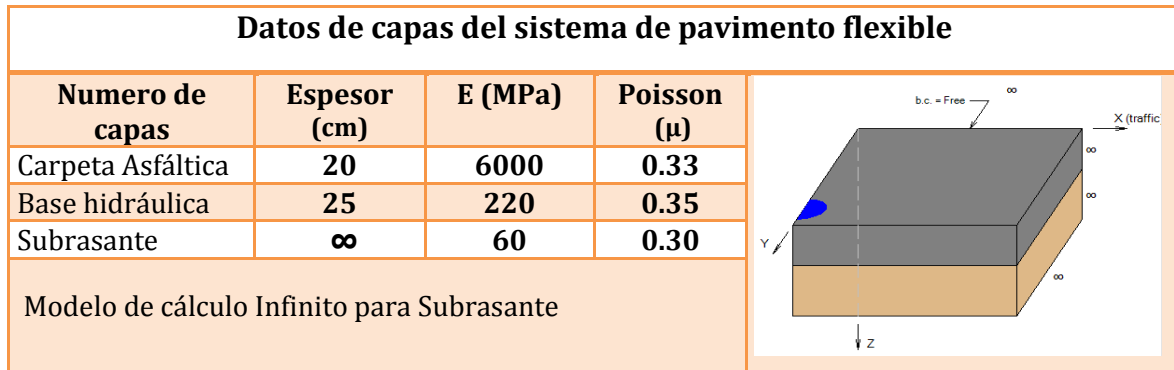


Figura 4.6 Geometría y propiedades de las capas del modelo 2 de Everstress Finit Element.

- Cargas del sistema

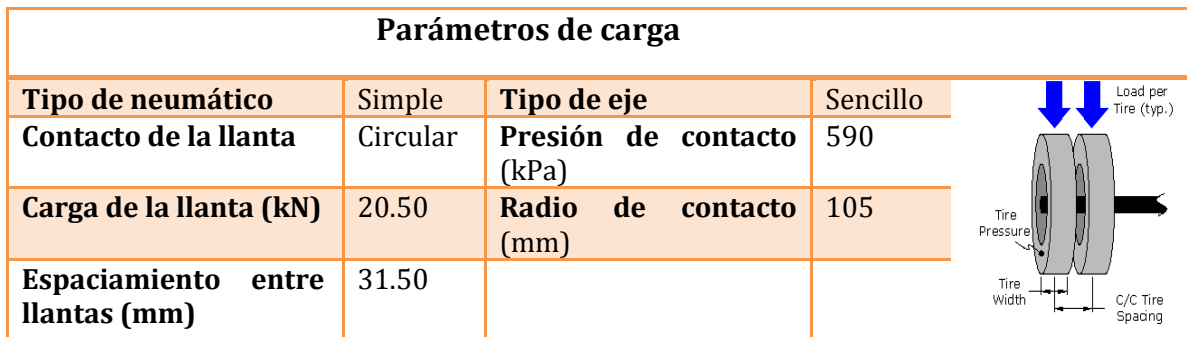


Figura 4.7 Modelación de la rueda simple en el sistema multicapa del modelo 2

Curvas de deformaciones tangenciales

El Everstress Finit Element, calcula como resultado una microdeformación máxima de 86.76 (este valor se utiliza normalmente en el diseño del pavimento como parámetro de fatiga) en la fibra inferior de la mezcla bituminosa resultando de acuerdo con el modelo de respuesta un espesor de diseño de 8 cm menor en comparación con el software Alize. Finalmente con las deformaciones que arroja el modelo de respuesta de elemento finito, se determina el número de aplicaciones de carga N, dando como resultado 64,857,674 repeticiones de carga $\geq 50,70 E^{+09}$ estimadas durante el periodo de 20 años, con lo que se concluye que la sección estructural cubre el periodo de diseño.

Normal Strains (ϵ_{xx})

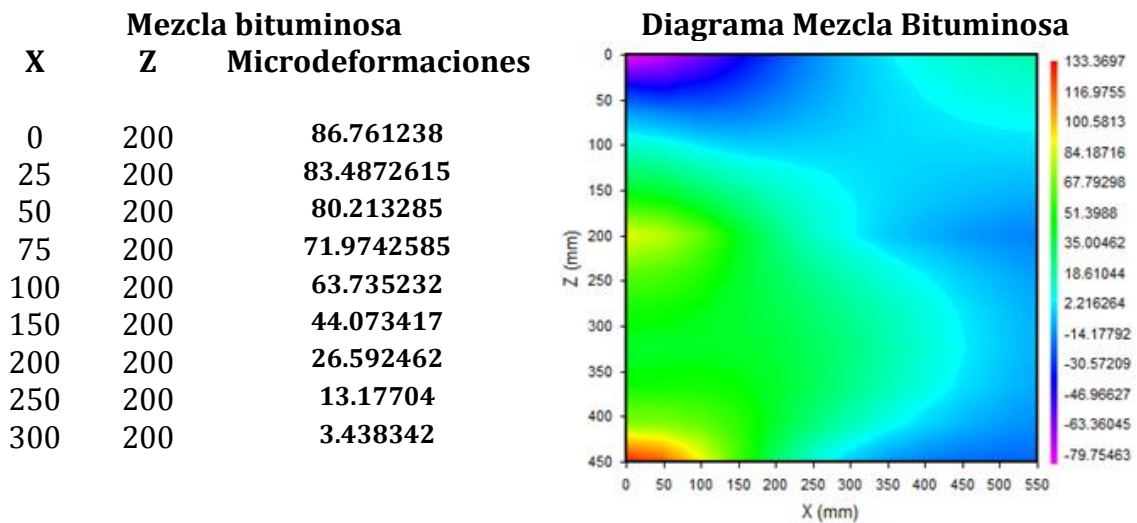


Figura 4.8. Diagrama de deformaciones tangenciales de la mezcla bituminosa de sección 2.

- Curvas de deformaciones verticales

Normal Strains (ϵ_{zz})

Base Hidráulica			Subrasante		
X	Z	Microdeformaciones	X	Z	Microdeformaciones
0	221	-134.032333	0	450	-133.807904
25	221	-132.329474	25	450	-132.669504
50	221	-130.589951	50	450	-131.531104
75	221	-126.310768	75	450	-128.399446
100	221	-122.031488	100	450	-125.267788
150	221	-111.938795	150	450	-116.406499
200	221	-102.731095	200	450	-106.4883
250	221	-94.6785	250	450	-96.596201
300	221	-86.979782	300	450	-87.167133
400	221	-70.122406	400	450	-61.389109

Tabla 16. Resultado de microdeformaciones verticales del modelo 2.

Gráfica estándar de deformaciones

A pesar que todos los resultados de salida pueden proporcionar información sobre el comportamiento del pavimento, el parámetro principal de revisión es la deformación horizontal normal (ϵ_{xx} , ϵ_{yy}) en la parte inferior de la capa de mezcla bituminosa, la deformación vertical normal (ϵ_{zz}) en el medio de la capa de base granular, y la deformación vertical normal (ϵ_{zz}) en la parte superior de la subrasante (lo que indica el potencial para la formación de roderas en la subrasante). La interpretación de los resultados se puede observar a través de las gráficas de deformaciones (ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , ϵ_{zz}).

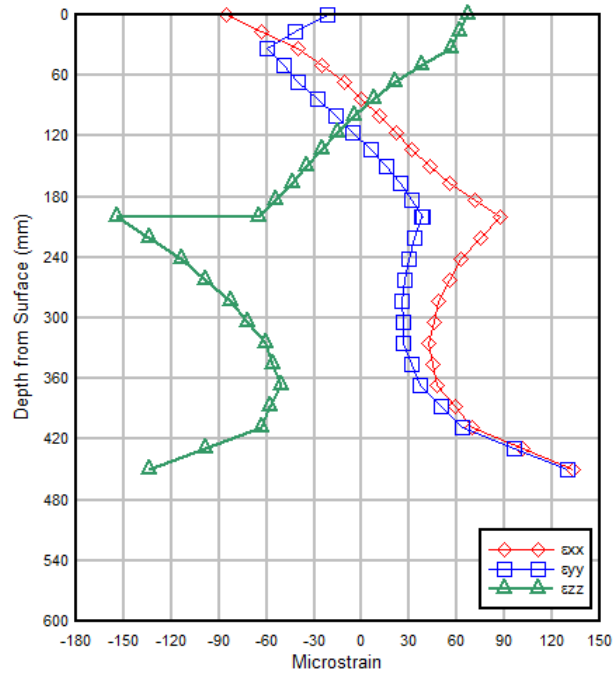


Figura 4.9. Gráfica estándar de deformaciones unitarias sección 2.

- **Resultados de Microdeformaciones de la sección del firme**

Microdeformaciones (+T, -C)		
	Tensión	Compresión
Max. Horizontal. / Average. Vertical Strains in Layer 1:	86.8/0.5	
Vert. Strains at 0 mm / 150 mm into layer 2:		-154.2/-54.9
Vert. Strains at 0 mm / 300 mm into layer 3:		-133.807

Tabla 17. Resultados de microdeformaciones de las capas del firme modelo 2.

4.4.3 Sección 4: Cálculo analítico

Parámetros de entrada: Rueda dual o genérica

Creación del modelo y geometría: Los parámetros de entrada seleccionados para analizar las tensiones y compresiones de las capas del sistema elástico multicapa por Everstress FE, es primeramente introducir la geometría y las propiedades de las capas del sistema del pavimento flexible. La sección de análisis consiste en tres materiales de conformación:

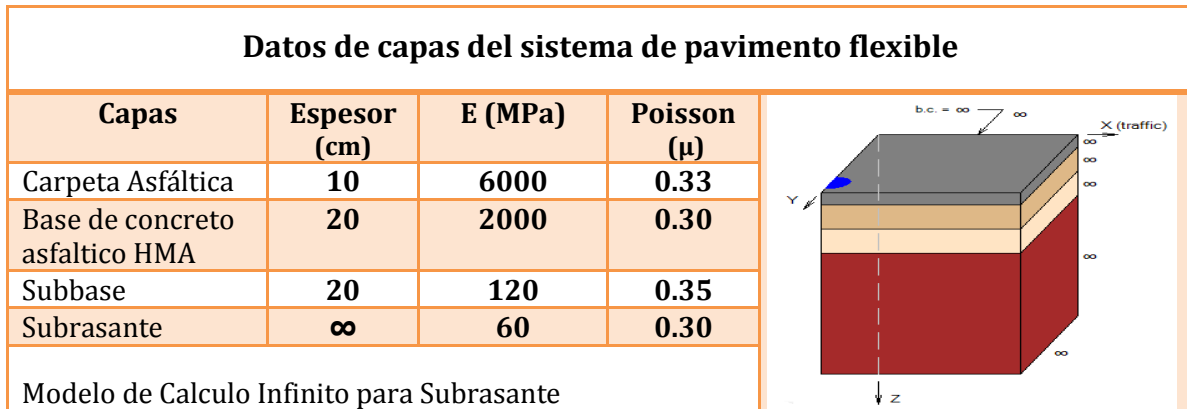


Figura 4.10. Geometría y propiedades de las capas durante la creación del modelo 4

- **Cargas del sistema**

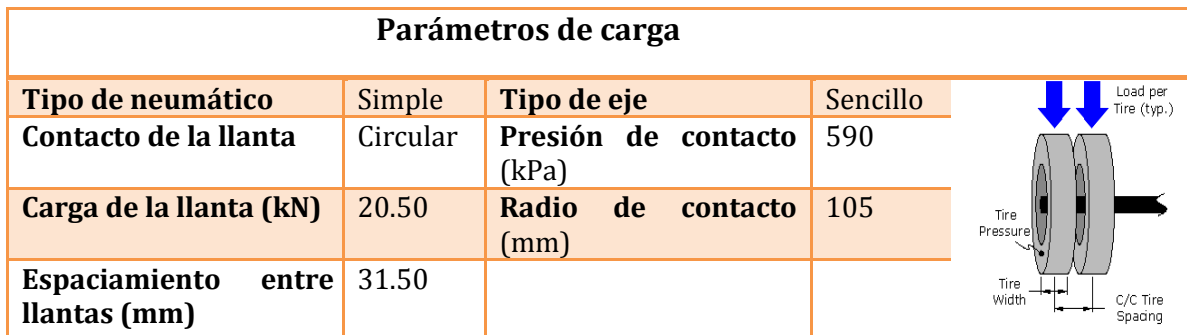


Figura 4.11. Modelación de la rueda simple en el sistema multicapa.

Curvas de deformaciones tangenciales

El Everstrees FE determina como resultado una microdeformación máxima de $41 \cdot 10E^{-06}$ (este valor se utiliza normalmente en el diseño del pavimento como parámetro de fatiga) en la fibra inferior de la mezcla bituminosa de granulometría semidensa; resultando de acuerdo con el modelo de respuesta un espesor de diseño de 2 cm mayor en comparación el cálculo empírico del método analítico Alize III. Con el análisis de las deformaciones que arroja el modelo de respuesta de elemento finito, se determina el número de aplicaciones de carga N, con las leyes de fatiga de SHELL resultando $1.73 E^{+09}$ sollicitaciones $\geq 50.70 E^{+06}$ estimadas durante el periodo de 20 años, por lo que se concluye que la sección estructural cubre el periodo de diseño.

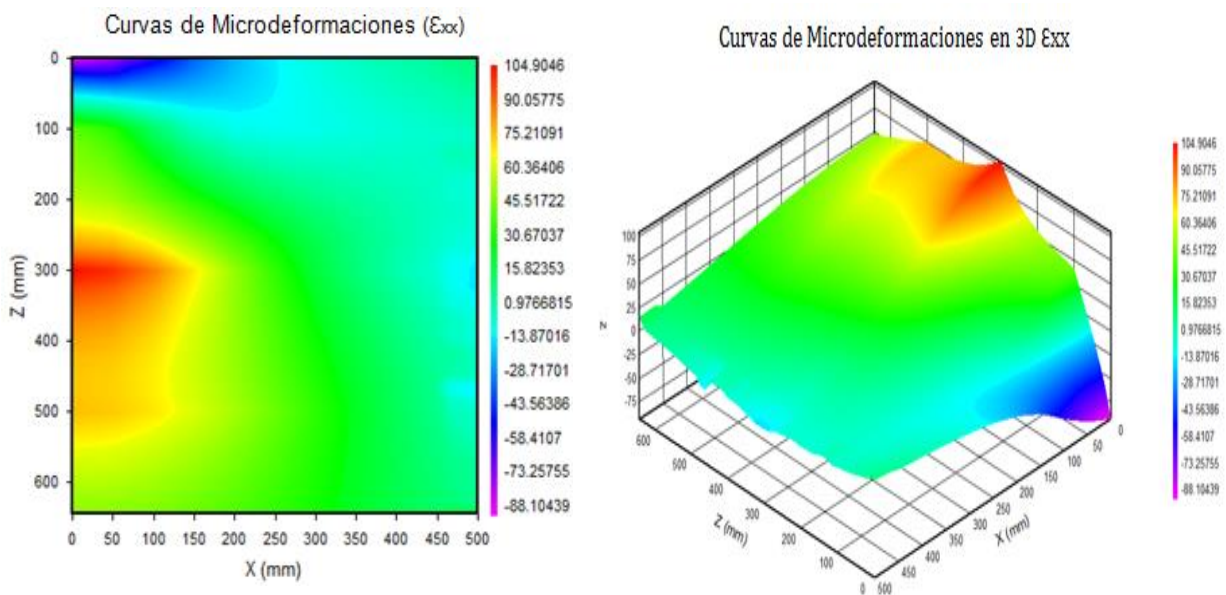


Figura 4.12. Diagrama de deformaciones tangenciales (ϵ_{xx}) de mezcla bituminosa.

Modelación en 3D

Con esta perspectiva, se puede distinguir la zona de tensión por tracción de la base de concreto asfáltico a 30 cm, con un valor máximo de 104.4 Microdeformaciones representadas en color rojizo en el diagrama de deformaciones tangenciales.

En estos materiales no tiene sentido considerar el fenómeno de la fatiga, dada su estructura, la cual permite procesos de regeneración cuando suben las temperaturas. En firmes con capas de esta naturaleza, el dimensionamiento viene condicionado por las deformaciones verticales de compresión que se producen en las capas subyacentes o con menor capacidad de soporte de la sección del firme.

Resultado de Microdeformaciones Alternativa 4

En lo referente, a materiales granulares su comportamiento es citado como elástico no lineal por diversos autores⁵⁹, de manera que es complejo definir como influyen la descompresión de los aridos y la compresión de la capas hasta su ruptura a la fatiga. El everstress FE. Muestra como las capas granulares subyacentes a la mezcla bituminosa, tienen efectos puros de compresión vertical en las coordenadas X,Y,Z, como lo muestra la tabla y el diagrama de microdeformaciones. Análisis de deformación horizontal en la fibra inferior de la carpeta asfáltica y en la base de emulsión asfáltica.

Normal Strains (ϵ_{xx})

Mezcla bituminosa			Base de concreto HMA		
X	Z	Microdeformaciones	X	Z	Microdeformaciones
0	100	40.979464	0	300	104.904641
25	100	36.124701	25	300	102.42647
50	100	31.269938	50	300	99.948298
75	100	21.529484	75	300	93.2797595
100	100	11.78903	100	300	86.611221
150	100	-3.419561	150	300	68.594667
200	100	-10.375204	200	300	49.842579
300	100	-10.554445	300	300	19.254017
400	100	-6.795519	400	300	0.051415
500	100	-3.58010376	500	300	-14.7409564

Análisis de deformación vertical de la cara superior de la base hidráulica y deformación vertical en la subrasante.

Normal Strains (ϵ_{zz})

Subbase hidráulica			Subrasante		
X	Z	Microdeformaciones	X	Z	Microdeformaciones
0	300	-101.935312	0	500	-127.589558
25	300	-100.374899	25	500	-126.723486
50	325	-184.488509	50	500	-125.857413
75	325	-177.678338	75	500	-123.365282
100	325	-170.818621	100	500	-120.87315
150	350	-142.988193	150	563	-141.440224
200	350	-124.615465	200	563	-131.779318
300	400	-85.914288	300	563	-109.076641
400	400	-60.773337	400	563	-85.63782

⁵⁹ Yang H. Huang, Pavement Analysis and Design, University of Kentucky, 2004.

Gráfica estándar de deformaciones

A pesar que todos los resultados de salida pueden proporcionar información sobre el comportamiento del pavimento, el parámetro principal de revisión es la deformación horizontal normal (ϵ_{xx} , ϵ_{yy}) en la parte inferior de la capa de mezcla asfáltica (que indica el potencial de agrietamiento por fatiga), la deformación vertical normal (ϵ_{zz}) en el medio de la capa de base granular y la deformación vertical normal (ϵ_{zz}) en la parte superior de la subrasante (lo que indica el potencial para la formación de roderas en la subrasante). La interpretación de los resultados se puede observar a través de las gráficas de microdeformaciones (ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , ϵ_{zz}).

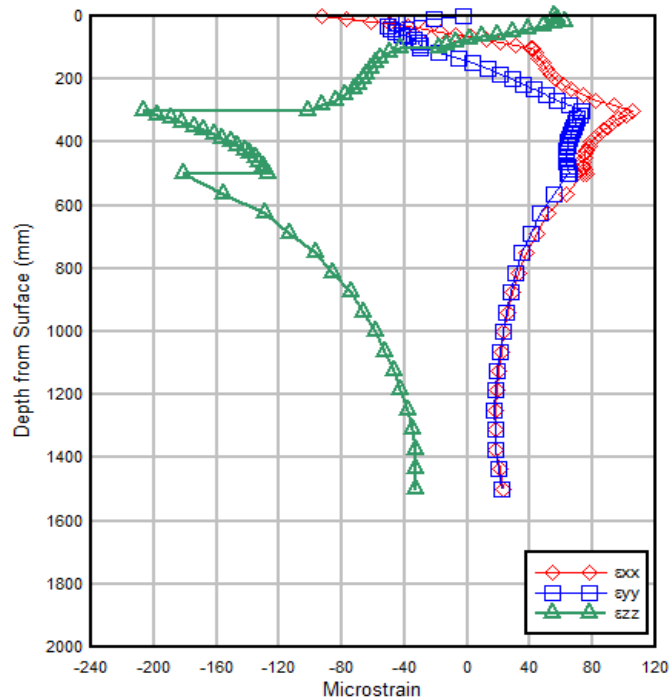


Figura 4.13. Gráfica estándar de deformaciones unitarias.

- **Resultados de Microdeformaciones de la sección del firme**

Microdeformaciones (+T, -C)		
	Tensión	Compresión
Max. Horizontal. / Average. Vertical Strains in Layer 1:	41/26.2	
Avg. Vert. Strain in layer 2:		-68.8
Avg. Vert. Strain in layer 3:		-156.4
Vert. Strains at 0 mm / 150 mm into layer4:		-181.6/-123.1

Tabla 18. Resultado de microdeformaciones de las capas del firme modelo 4.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

CAPÍTULO 5

EMPLEO DE GEOMALLAS BIAXIALES DE POLIPROPILENO COMO SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.

5 Empleo de geomallas biaxiales de polipropileno como sistema de reforzamiento estructural

5.1 Las geomallas como refuerzo estructural de firmes

Un sistema de refuerzo es un incremento de la resistencia a tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa y de igual forma en todo el conjunto asfáltico, no creando ningún tipo de discontinuidad dentro del mismo. En estos sistemas de refuerzo donde el empleo de geomallas fabricadas de poliéster y polipropileno se está generalizando. Una geomalla de esta materia prima tiene un módulo de elasticidad alto, comparado con el del asfalto. Las deformaciones debido a las tensiones son relativamente bajas. Consecuentemente, parte de las tensiones inducidas por el tráfico serán absorbidas por la geomalla.

Una geomalla de poliéster es un material sintético encaminado a aumentar la resistencia del conjunto donde se instale. Este tipo de geomallas de reforzamiento estructural incrementan la resistencia a fatiga y deformación horizontal de la capa del firme, prolongando la reflexión de las grietas existentes de la antigua capa sobre la nueva que se va a colocar.

Una característica importante a cumplir por un sistema de refuerzo es la no existencia de discontinuidades dentro del conjunto. Por ello, es fundamental que la geomalla se adhiera perfectamente al asfalto. La adherencia se consigue por rozamiento de los filamentos de la propia geomalla. Para incrementar esta adherencia, es imprescindible que el producto venga recubierto de material bituminoso desde el mismo momento de su fabricación. Esta imprimación bituminosa además de asegurar una adherencia perfecta con la capa asfáltica antigua, reduce los daños mecánicos y térmicos que la puesta en obra de la geomalla causará en la misma⁶⁰.

Otra de la ventaja de emplear un sistema de refuerzo de asfalto en la rehabilitación de carreteras es la modificación del patrón de fisuración que se provoca. De esta forma se impide que se genere una única grieta predominante formándose en su lugar un gran número de microfisuras. La mayor parte de estas fisuras tienen una progresión muy lenta, que puede ser interrumpida cuando adquieren una orientación que imposibilita la continuidad del proceso de disipación de energía en su extremidad. Estas microfisuras tienen una característica que ayuda a reducir la velocidad de crecimiento como las tensiones se transfieren a lo largo de cada una de las paredes, disminuyendo la concentración de tensiones en su extremo.

⁶⁰ Javier Santalla, Aumento de la vida útil del asfalto mediante el empleo de geocompuestos antireflexión de fisuras, Huesker Geosintéticos, S.A. España. pág. 4.

5.1.1 Reforzamiento de problemas estructurales

1. Problemática

Generalmente los mantenimientos de los pavimentos de asfalto son tan necesarios y frecuentes debido fundamentalmente a dos características de las capas asfálticas, la baja resistencia a tensión por tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa y la alta deformación viscoelástica. Esto se traduce en los siguientes fallos⁶¹:

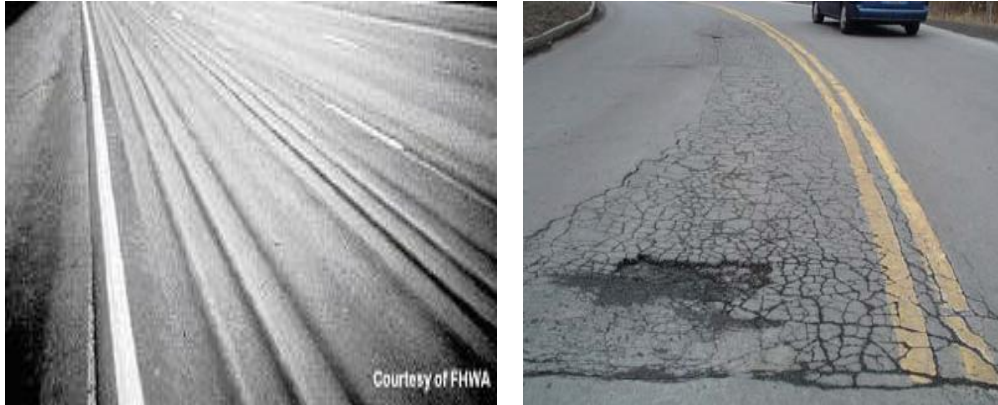


Figura 5.1 Principales modos de falla por fatiga y deformación permanente⁶².

2. Tensor AR-G

- AR-G es un material doble formado por una geomalla y un geotextil no tejido. Los dos componentes están unidos por pegado térmico para formar un material compuesto robusto y fácil de extender.
- AR-G se usa para reforzar capas de revestimiento de un espesor mínimo de 70 mm. La geomalla AR-G es adecuada para aumentar la vida útil de los pavimentos con cimentaciones débiles, reduciendo la formación de roderas y controlando el agrietamiento reflectante.

3. Beneficios

En capas de revestimiento bastante gruesas, se controla el agrietamiento de reflexión gracias a la resistencia a la iniciación de las grietas e impidiendo su propagación.

- Prolongar la vida útil de una capa de revestimiento.
- Reducir el espesor de la capa de revestimiento hasta un 35% en comparación con capas de revestimiento no reforzada.
- Control de formación de roderas.

El uso de geomallas dentro de las capas superiores del firme puede reducir la formación de roderas hasta un 70% o multiplicar por 3 la vida útil del pavimento, sobre todo en zonas en las que la formación de roderas es un problema, tales como:

- Pavimentos sometidos a altas temperaturas atmosféricas
- Control de agrietamiento de reflexión

⁶¹ Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Catálogo de deterioros en pavimentos flexibles de carreteras mexicanas. Publicación Técnica No. 21. Querétaro, 1991.

⁶² <http://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt21.pdf>

5.1.2 Características idóneas del sistema de refuerzo de asfalto

Las geomallas más eficiente para el refuerzo de asfalto, son las correspondientes a geosintéticos de tipo tejido, fabricadas mediante filamentos de poliéster de alto módulo, entrecruzados entre sí de forma que dan forma a una trama ortogonal, abierta, plana y regular. Además, es necesaria una flexibilidad elevada de la geomalla para evitar que durante el proceso de instalación de la misma sobre el asfalto se produzca un auto-enrollado de la geomalla, debido a las tensiones preexistentes ya que este producto siempre se distribuye en forma de rollos de anchura y longitud determinadas. Un espesor homogéneo del producto favorece que exista siempre un apoyo continuo sobre la superficie de la carretera. De esta forma se mejora la adherencia. El sistema de refuerzo no debe sufrir deformaciones originadas por solicitaciones térmicas evitando desde una inestabilidad dimensional, hasta una pérdida de la geomalla que podrían influir en un correcto funcionamiento del sistema.

Las características mecánicas tienen que ser compatibles con las del asfalto y la fluencia del material de fabricación debe ser pequeña para que las deformaciones bajo carga constante y la resistencia, no varíen a lo largo del tiempo. El módulo elástico del poliéster es mayor a la del asfalto, por lo que, las deformaciones de los materiales son parecidas, favoreciendo la adherencia del conjunto geomalla-asfalto y evitando la posible generación de un plano de discontinuidad en el mismo.

Para que el sistema de refuerzo estructural represente una solución a la problemática de la reflexión de fisuras, se tiene que producir una perfecta adherencia entre la geomalla de refuerzo y el asfalto, tanto con el asfalto antiguo fisurado como con el nuevo que se va a extender. En caso de que esta adherencia no sea perfecta, el sistema no funcionará, no afectando de ningún modo al proceso de propagación de las fisuras existentes. No se podrá retrasar la aparición de estas fisuras en la capa de rodadura e incluso se puede llegar a originar zonas en las que existan discontinuidades dentro de la estructura asfáltica, provocando deslizamientos entre las capas. Para asegurar la adherencia, es muy recomendable que el producto que se vaya a emplear como el sistema de refuerzo, bien se trate de una geomalla posea un recubrimiento como acabado final del proceso de fabricación.

Este recubrimiento favorecerá que la adherencia entre las distintas capas no sea vea disminuida considerablemente, por lo que, se recomienda que durante el proceso de ejecución de la obra, se tomen distintas probetas para realizar ensayos de corte que evalúen la adherencia del conjunto⁶³.

⁶³ Javier Santalla. Aumento de la vida útil del asfalto mediante el empleo de geocompuestos antireflexión de fisuras. Huesker Geosintéticos, S.A.

5.2 Cálculo del módulo de elasticidad de la geomalla biaxial

Por definición, el Modulo de elasticidad (E) representa la tensión que produciría una deformación igual a la unidad ($\epsilon=1$), o sea, la tensión de trabajo bajo la que una capa del firme sería extendida hasta el doble de su longitud inicial. Es importante conocer las características físicas de los materiales isótropos y materiales homogéneos, ya que es importante determinar sus características elásticas y su coeficiente de poisson⁶⁴, para que se pueda determinar si en el momento de una carga axial, se podrá mantener una afinidad o una buena adherencia entre la geomalla de comportamiento elástico lineal y una zahorra de comportamiento elástico de bajo módulo elástico.

Se analizará la sección 121 del catálogo de secciones de firmes de la Norma 6.1 IC y las secciones empíricas AASHTO 93, mediante modelos de respuesta con su respectiva inclusión de geomallas de polipropileno con un módulo de rigidez secante aprox. de 46,000 Mpa. Esta será colocada en la interface de la mezcla bituminosa y la zahorra artificial de 220 Mpa, de igual forma entre la zahorra y la explanada E2 de 120Mpa. En este sentido se analizan dos escenarios de comportamiento:

1. **Suponer condiciones de total adherencia entre geomalla y la zahorra.**
2. **Parcialmente adherida entre la geomalla biaxial y la zahorra**

Datos:

Rigidez de secante E A: 4600 x 4600 ± 600 N/mm

Tensión del 1% (Md · Xd)

$$E = \frac{\sigma_x = \frac{F_x}{A}}{\epsilon_x = \frac{\Delta l}{l}}$$

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\frac{4.6 E+10^6 N}{10^4 mm^2}}{10^{-2}}$$

$$E = \frac{4.6 E+10^6 N}{10^2 mm^2} = 4.6 E^{+04} \frac{N}{mm^2}$$

$$E = 4.6E^{+04} MPa$$

$$E = 4.6 E^{+05} \text{ kp/cm}^2$$

⁶⁴ El coeficiente de poisson es la relación de la deformación perpendicular a la axial.

5.3 Parámetros de diseño Norma 6.1: IC

Para establecer una relación comparativa de los parámetros de entrada de un método de dimensionamiento empírico frente al otro método 6.1 -IC, es necesario homologar los siguientes criterios de caracterización de carga y caracterización de materiales, para poder considerar discrepancias de resultados numéricos entre los métodos empíricos AASHTO 93 y la Norma Española 6.1 IC.

Con el cálculo del módulo de elasticidad secante de la geomalla biaxial y con la respectivos parámetros de diseño de la Norma de catálogo 6.1 IC, se procede a modelar la sección de diseño 121, para obtener los nuevos espesores de diseño colocando el sistema de reforzamiento estructural de firmes considerando especialmente dos escenarios de análisis: El primero en **condiciones de completa adherencia y el segundo en condiciones de deslizamiento** de la geomalla biaxial con las interfaces de las capas del firme flexible analizadas con el modelo de respuesta analítico Alize III.

1. Se considera un periodo de retorno de 20 años, IMDp: 1090 vehículos pesados y un Tráfico T1 (Máximo de 2,000 vehículos pesados/día) a lo largo del periodo de vida el carril de diseño tendrá $10.69 E^{+06}$ con una tasa de crecimiento vehicular del 3% (apéndice I. Trafico Acumulado) para la Norma 6.1-IC.
2. Se conservan los mismos módulos de elasticidad (E) y el coeficiente de poisson (μ) de la mezcla bituminosa y de materiales granulares con fines de homologar la caracterización de materiales del método empírico AASHTO 93.
3. Se introducen nuevos parámetros de diseño para caracterización de carga de la Norma Española 6.1 IC.
 - 3.1 Rueda Genérica/ Dual : 13 ton
 - 3.2 Presión de contacto 9 kp/cm²
 - 3.3 Separación entre ejes: 32.16 cm
 - 3.4 Radio de contacto: 10.72 cm
4. Se consideran condiciones completas de adherencia en las interfaces de las capas de la sección del firme español.
5. **Se validan las ecuaciones de leyes de fatiga para mezclas bituminosas, materiales granulares y materiales estabilizados de la Norma 6.1 IC.**
 - 5.1 Se adoptan las ecuaciones de fatiga para materiales granulares de Brown& Pell.
 - 5.2 Para materiales estabilizados como suelocemento, gravacemento y gravaemulsión se siguen las recomendaciones de proyecto y construcción de firmes⁶⁵.

⁶⁵ Miguel Ángel del Val Melús, Jesús Díaz Minguela, et al. Recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos. Secciones de firme de nueva construcción. Junta de Castilla de León. pp. 186-200.

5.3.1 Sección 121: Condiciones de Adherencia

- Se analiza la sección de diseño 121 de la Norma 6.1 IC.

Se proponen condiciones de adherencia de la geomalla biaxial con cada una de las capas de conformación del firme flexible.

Capa	Espesor	Micro deformaciones		Módulo de Elasticidad	Coefficiente de poisson	Repeticiones de carga N	
	cm	ϵ_r	ϵ_z	(MPa)	μ	NORMA 6.1 IC	SEMI FLEXIBLE
BBTMA	3	0.0728		5000	0.35	18,266,018	31,052,230
AC S	10	-0.0495		6000	0.33	75,262,250	127,945,826
GEOBIAXIAL	1	-0.0647		46000	0.35	28,163,177	56,326,355
ZA	25		0.2245	300	0.35	12,104,075	20,576,927
GEOBIAXIAL	1	-0.0133		46000	0.35	∞	∞
EXPLANADA	∞		0.2183	120	0.30	13,377,321	22,741,445

Tabla 19. Norma 6.1 IC: Diseño de la sección 121 en condiciones de plena adherencia.

Salida de resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.1226 B	13.592 B	-0.0879 C	9.000 A
3	Adherido	0.0728 C	9.330 B	-0.0765 C	8.703 B
	AC	0.0728 C	9.712 B	-0.0701 C	8.703 B
18	Adherido	-0.0495 C	-3.528 C	0.0501 C	1.049 B
	GB ₁	-0.0495 C	-31.482 C	0.0433 C	1.049 B
19	Adherido	-0.0647 C	-41.312 B	0.0573 B	0.810 B
	ZA	-0.0647 C	0.172 B	0.2245 B	0.810 B
39	Adherido	-0.0133 C	0.122 C	0.0847 C	0.340 B
	GB ₂	-0.0133 C	-9.471 C	0.0146 C	0.340 B
40	Adherido	-0.0214 C	-14.927 C	0.0219 C	0.325 C
	EX2	-0.0214 C	-0.104 C	0.2183 C	0.325 C
D R	30.669 mm/100 545.58 m		R * D= 16732.23 m* mm/100		

5.3.2 Sección 121: Condiciones de deslizamiento

En este escenario se proponen condiciones de deslizamiento de la geomalla biaxial con cada una de las interfaces de las capas de la estructura del pavimento flexible.

Capa	Espesor cm	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coeficiente de Poisson μ	Micro deformaciones		Repeticiones de carga N	
				ϵ_r	ϵ_z	NORMA 6.1 IC	SEMI FLEXIBLE
BBTMA	3	5000	0.35	0.0557		48,803,995	97,607,991
AC D	10	6000	0.33	-0.0151		5.88 E ⁺⁰⁹	11.76 E ⁺⁰⁹
AC S	15	7000	0.33	-0.0928		7,493,666	14,987,332
GEOBIAXIAL	1	46000	0.35	-0.0049		78,119,890	156,239,779
ZA	25	300	0.35		0.0213	5.44 E ⁺¹⁰	9.25E ⁺¹⁰
EXPLANADA	∞	120	0.30		0.2150	14,125,211	24,012,858

Tabla 20. Diseño de la sección 121 en condiciones de deslizamiento. *Nota: Se puede reducir el espesor de la zahorra artificial a 20 cm para optimizar la sección.

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	BBTMA	0.0978 B	11.910 B	-0.0674 C	9.000 A
3	Adherido	0.0557 C	8.310 B	-0.0632 C	8.782 A
	ACD	0.0557 C	8.508 B	-0.0579 C	8.782 A
13	Adherido	-0.0151 A	0.0976 B	0.0635 A	4.341 B
	ACS	-0.0151 A	0.0783 B	0.0565 A	4.341 B
28	Despegada	-0.0928 C	-8.681 C	0.0802 C	0.426 C
	GB ₁	0.0044 C	3.056 B	-0.0033 B	0.426 C
29	Despegada	-0.0049 C	-2.928 B	0.0048 B	0.425 C
	ZA	0.0695 C	0.535 C	0.0213 C	0.425 C
54	Adherido	-0.0393 C	-0.0130 A	0.0997 C	0.299 C
	EX2	-0.0393 C	0.0640 C	0.2150 C	0.299 C
D R	30.772 mm/m 695.21 m			R*D= 21365.22 m*mm/100	

5.4 Parámetros de diseño de la AASHTO 93

A diferencia de la Norma 6.1-IC donde se realiza la validación únicamente de la sección 121, contemplando la inclusión de la geomalla biaxial considerando sus propios parámetros de diseño de caracterización de carga. Se modelan las cuatro secciones de construcción obtenidas por el método AASHTO 93, analizándolas con los parámetros de caracterización de carga del propio método, además colocando la geomalla biaxial como sistema de reforzamiento estructural de firmes, con el objetivo de determinar si la inclusión reduce tensiones, deformaciones unitarias y deflexiones, por lo que, se procede a analizar dos escenarios de trabajo:

- **Condiciones de completa adherencia y**
- **Condiciones de deslizamiento de las interfaces de capas del firme con la geomalla biaxial analizados en el modelo de respuesta analítico.**

Con el fin de obtener un análisis de resultados cuantitativos de ambos métodos empíricos se homologa el siguiente criterio de caracterización de materiales.

1. Se conservan los mismos Módulos de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (μ) de la mezcla bituminosa y de materiales granulares con fines de homologar la caracterización de materiales del método empírico AASHTO 93.
2. Se introducen los nuevos parámetros de diseño de caracterización de carga del Método AASHTO 93:

- 2.1 Rueda Genérica/ Dual: 8.2 ton**
- 2.2 Presión de contacto 6.0 kg/cm²**
- 2.3 Separación entre ejes: 31.50 cm**
- 2.4 Radio de contacto: 10.50 cm**

3. Se consideran condiciones completas de adherencia en las interfaces de las capas de las secciones empíricas del método AASHTO 93.
4. Se validan las ecuaciones de leyes de fatiga para mezclas bituminosas del Método SHELL del capítulo 3.
 - 4.1 Se adoptan las ecuaciones de fatiga para materiales granulares de Brown & Pell.
 - 4.2 Para materiales estabilizados como suelocemento, gravacemento y gravaemulsión se siguen las recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos⁶⁶.

⁶⁶ Ibíd. pág. 100.

5.5 Sección 1: Validación analítica con geomalla biaxial

5.5.1 Condiciones de Adherencia

Base y subbase granular. Se considera completa adherencia de la geomalla biaxial con cada una de las capas de la sección del firme flexible.

Capa		Denominación	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta Asfáltica		BBTMA	3	5000	0.35
	Adherida	ACS	5	6000	0.33
	Adherida	ACG	10	5500	0.33
Geomalla biaxial	Adherida	GB1	1	46000	0.35
Base hidráulica	Adherida	BG	20	220	0.35
Geomalla biaxial	Adherida	GB2	1	46000	0.35
Subbase	Adherida	SB	30	120	0.35
Subrasante		Ex2	∞	60	0.30

Salida de resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0		0.0865 B	10.215 B	-0.0565 C	6.000 A
18	ACD Adherido	-0.0358 C	-2.660 C	0.0347 B	0.584 B
	GB1	-0.0358 C	-23.156 C	0.0315 B	0.584 B
19	Adherido	-0.0464 C	-29.826 B	0.0413 B	0.428 B
	BG	-0.0464 C	0.091 B	0.1619 B	0.428 B
39	Adherido	-0.0084 C	0.070 C	0.0609 C	0.183 C
	GB2	-0.0084 C	-6.041 C	0.0093 C	0.183 C
40	Adherido	-0.0140 C	-9.876 C	0.0145 C	0.175 C
	SB	-0.0140 C	0.069 C	0.1052 C	0.175 C
70	Adherido	-0.0495 C	-0.034 C	0.1050 C	0.104 C
	SR	-0.0495 C	0.003 C	0.1690 C	0.104 C
D R	29.007 mm/100 773.943 m		R * D= 22435.11 m* mm/100		

- Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga

ALIZE III						
Capa	Espesor cm	Micro deformaciones		N		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
ACD	18	-0.0358		∞	247,241,777	420,311,021
GB1	1	-0.0464		∞	∞	
BASE HCA	20		0.1619	66,131,805	38,901,062	66,131,805
GB2	1	-0.0140		∞	∞	
SUBBASE	30		0.1052	308,380,963	181,400,566	308,380,963
SUBRASANTE	∞		0.1690	56,733,555	33,372,679	56,733,555

Tabla 21. Diseño de la sección de construcción número uno aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de adherencia.

Conclusión

El nivel de esfuerzos que la subrasante puede soportar es el elemento crítico de diseño en esta alternativa, por lo que su caracterización de sus propiedades mecánicas es de suma importancia para proponer los espesores de diseño de cada capa, la calidad de los mismos y las técnicas de mejoramiento aplicables para conformar una sección de firme flexible más económica en su construcción.

En este ejemplo, la geomalla biaxial colocada entre la capa de base hidráulica y la subbase, no ha podido dar respuesta satisfactoria de reducción de espesores para materiales granulares en el modelo de respuesta analítico, por lo que, se debe tener en cuenta que esta aplicación informática no es apta para el análisis y diseño de materiales subyacentes a la mezcla bituminosa.

No obstante, se puede observar que la colocación de la geomalla entre la mezcla bituminosa y la base granular reduce de manera significativa el espesor de la carpeta asfáltica, siendo la capa bituminosa más delgada en un 25% de su espesor de diseño con respecto a la modelación sin geomalla biaxial. Aunque, es importante destacar que el espesor de la mezcla bituminosa se puede reducir en un 50 % del espesor total de diseño de la primera iteración del modelo de respuesta, los materiales granulares presentarían una falla por fatiga y probablemente una falla por deformación permanente en la subrasante, debido a que las capas granulares estarán sometidas a esfuerzos de tracción de compresión mucho mayores que a los espesores de diseños propuestos inicialmente en la primera iteración.

5.5.2 Condiciones de Deslizamiento

- **base y subbase granular:** Se considera deslizamiento o nula adherencia de la geomalla biaxial con las interfaces de cada una de las capas de la sección del firme.

Capa	Denominación	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta Asfáltica	BBTMA	3	5000	0.35
	Despegada ACS	22	6000	0.33
Geomalla biaxial	Despegada GB1	1	46000	0.35
Base hidráulica	Despegada BG	35	220	0.35
Geomalla biaxial	Despegada GB2	1	46000	0.35
Subbase	Adherida SB	30	120	0.35
Subrasante	Explanada	∞	60	0.30

Salida de resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	ACD	0.0844 B	10.087 B	-0.0558 C	6.000 A
25	Despegada	-0.0870 C	-7.005 C	0.0743 B	0.270 B
	GB1	0.0044 C	-2.747 B	-0.0027 B	0.270 B
26	Despegada	-0.0047 C	-2.677 B	0.0038 B	0.267 C
	BG	0.0559 C	0.323 C	0.0229 B	0.267 C
61	Despegada	-0.0889 C	-0.205 C	0.1366 C	0.162 C
	GB2	0.0023 C	1.539 C	-0.0016 C	0.162 C
62	Despegada	-0.0025 C	-1.492 C	0.0022 C	0.161 C
	SB	0.0537 C	0.184 C	0.0278 C	0.161 C
92	Adherida	-0.0244 C	0.024 B	0.0895 C	0.124 C
	SR	-0.0244 C	0.033 C	0.1738 C	0.124 C
D R	35.714 mm/100 797.93 m	R * D= 28497.45 m* mm/100			

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ALIZE III						
Capa	Espesor cm	Micro Deformaciones		N		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
ACD	25	-0.0870		64,116,593	9,496,827	16,144,606
GB1	1				-	-
BASE HCA	35		0.0229		42.03 E+09	71.45E+09
GB2	1				-	-
SUBBASE	30		0.0278		21.03 E+09	35.75E+09
SUBRASANTE	∞		0.1738		30,196,172	51,333,493

Tabla 22. Diseño de la sección de construcción número uno aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de deslizamiento.

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por $P / (R * E_i)$

P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

5.6 Sección 2: Validación Analítica con geomalla biaxial

5.6.1 Condiciones de Adherencia

- **Base hidráulica.** Se considera completa adherencia de la geomalla biaxial con cada una de las capas de la sección del firme.

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta Asfáltica	Adherida	BBTMA	3	5000	0.35
	Adherida	AC Semidensa	15	6000	0.33
Geomalla biaxial	Adherida	Geobias	1	46000	0.30
Base hidráulica	Adherida	Zahorra Art.	25	220	0.35
Geomalla biaxial	Adherida	Geobias	1	46000	0.30
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	ACD	0.0896 C	9.654 B	-0.0673 C	6.000 A
3	Adherido	0.0541 C	6.623 B	-0.0574 C	5.792 B
	ACS	0.0541 C	6.946 B	-0.0525 C	5.792 B
18	Adherido	-0.0371 C	-2.768 C	0.0358 B	0.586 B
	GB1	-0.0371 C	-22.650 C	0.0263 B	0.586 B
19	Adherido	-0.0481 C	-29.023 B	0.0343 B	0.430 B
	BG	-0.0481 C	0.087 B	0.1641 B	0.430 B
44	Adherido	-0.0100 C	-0.040 C	0.0496 C	0.137 C
	GB2	-0.0100 C	-6.700 C	0.0087 C	0.137 C
45	Adherido	-0.0154 C	-10.170 C	0.0128 C	0.130 C
	SR	-0.0154 C	0.043 C	0.1740 C	0.130 C
D R	29.869 mm/100 763.54 m		R * D= 22806.50 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ANALISIS ALIZE III						
Capa	Espesor cm	Micro deformaciones		N Repeticiones de carga		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
BBTMA	3	0.0541		∞	∞	
ACS	15	-0.0371		2.30 E+10	216,900,192	368,730,327
GB1	1					
BASE HCA	25		0.1641		37,070,365	63,019,621
GB2	1					
SUBRASANTE	∞		0.1740		30,072,398	51,123,077

Tabla 23. Diseño de la sección de construcción número dos aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de adherencia.

Conclusión.

En carpetas de superficie de rodamiento se considera que su vida de diseño es muy larga, debidamente que trabaja meramente a compresión, por lo que, puede resistir un gran número de repeticiones de cargas infinitas por estar constituida por materiales de propiedades mecánicas de buena calidad y con un módulo de elasticidad mayor de 5000 MPa.

5.6.2 Condiciones de Deslizamiento

- **base hidráulica:** Se proponen condiciones de deslizamiento de la geomalla biaxial con las capas de la sección del firme flexible.

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta Asfáltica	Adherida	BBTMA	3	5000	0.35
	Despegado	AC S	23	6000	0.33
Geobiasial 1	Despegado	GB1	1	46000	0.30
Base hidráulica	Despegado	Zahorra Art.	20	220	0.35
Geobiasial 2	Despegado	GB2	1	46000	0.30
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones por Alize III

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	ACD	0.0864 B	9.489 B	-0.0659 C	6.000 A
3	Adherido	0.0517 C	6.552 B	-0.0567 C	5.821 B
	ACS	0.0517 C	6.858 B	-0.0519 C	5.821 B
26	Despegado	-0.0869 C	-7.091 C	0.0744 B	0.197 B
	GB1	0.0043 C	-2.731 C	-0.0028 B	0.197 B
27	Despegado	-0.0045 C	-2.680 B	0.0035 B	0.192 B
	BG	0.0424 C	0.235 B	0.0172 B	0.192 B
47	Despegado	-0.0774 C	-0.168 C	0.1185 C	0.152 C
	GB2	0.0033 C	-2.170 C	-0.0022 C	0.152 C
48	Despegado	-0.0034 C	-2.127 C	0.0028 C	0.150 C
	SR	0.0684 C	0.122 C	0.1303 C	0.150 C
D R	36.979 mm/100 815.09 m		R * D= 30140.64 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ANALISIS ALIZE III						
Capa	Espesor cm	Micro deformaciones		N		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	NORMA 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
BBTMA	3	0.0517		∞	∞	
ACS	23	-0.0869		64,485,862	9,537,004	16,212,906
GB1	1					
BASE HCA	20		0.0172		31,340,026	53,278,045
GB2	1					
SUBRASANTE	∞		0.1303		84,479,856	143,615,755

Tabla 24. Diseño de la sección de construcción número dos aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de deslizamiento.

Conclusión

De acuerdo con el cálculo a fatiga arrojados por el modelo de respuesta se cumple con los espesores de diseño propuestos de la capa BBTMA⁶⁷ de rodadura de 3cm y AC Semidensa de 23 cm. De forma que el modelo se valida con base a las leyes de fatiga de SHELL y de igual forma también las leyes de materiales granulares de Brown&Pell.

Se considera que entre las diferentes capas de conformación de la mezcla bituminosa si existe una completa adherencia, pero se considera que existe deslizamiento cuando se coloca la geomalla biaxial con la interfaces de capas granulares y explanada del firme flexible.

⁶⁷ Microaglomerados: Mezclas bituminosas con tamaño máximo de árido inferior a 6 -10 mm, que proporcionan o restituyen las características superficiales del firme. Capas finas de rodadura que se caracterizan por: su elevada macrotextura, su baja sonoridad, su elevada resistencia a los esfuerzos tangenciales, su alta flexibilidad y deformabilidad, su resistencia al envejecimiento y su fácil aplicación y manejabilidad.

5.7 Sección 3: Validación analítica con geomalla biaxial

5.7.1 Condiciones de Adherencia

Base estabilizada con CPO. Se considera completa adherencia de la geomalla biaxial con cada una de las capas de la sección del firme.

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta asfáltica	Adherida	AC Densa	5	6000	0.33
Geomalla biaxial	Adherida	GB1	1	46000	0.30
Base CPO	Adherida	Suelo-cemento	16	8000	0.25
Geomalla biaxial	Adherida	GB2	1	46000	0.30
Subbase	Adherida	Zahorra Nat.	20	1200	0.35
Subrasante		Explanada	∞	600	0.30

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	ACD	0.0598 B	8.852 B	-0.0395 C	6.000 A
5	Adherido	0.0245 C	4.806 B	-0.0183 C	5.274 A
	GB1	0.0245 C	16.806 C	-0.0199 C	5.274 A
6	Adherido	0.0162 C	13.199 C	-0.0177 C	4.969 A
	BCPO	0.0162 C	2.932 B	-0.0066 C	4.969 A
23	Adherido	-0.0377 C	-3.734 B	0.0238 C	0.255 B
	GB2	-0.0377 C	-23.879 C	0.0282 C	0.255 B
24	Adherido	-0.0441 C	-27.650 C	0.0321 C	0.168 C
	SB	-0.0441 C	0.018 B	0.1273 C	0.168 C
44	Adherido	-0.0543 C	-0.037 C	0.1124 C	0.111 C
	SR	-0.0543 C	0.003 B	0.1811 C	0.111 C
D R	28.132 mm/100 1173.35 m		R * D= 33008.72 m* mm/100		

• **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ANALISIS ALIZE III							
Capa	Espesor cm	Micro deformaciones			N		
		ϵ_r	ϵ_z	$\frac{\sigma_r}{R_F}$	SHELL	NORMA 6.1 IC	FLEXIBLE
ACD	5	0.0245			∞	∞	
GB1	1	0.0162					
BCPO	16			-3.734		67,998,605	135,997,209
GB2	1	-0.0441					
SUBBASE	20		0.1273			91,808,204	183,616,408
SUBRASANTE	∞		0.1811			26,069,680	52,139,360

Tabla 25. Diseño de la sección de construcción número tres aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de adherencia.

Suelo Cemento: 8000 MPa

Sigma r	Resistencia Flexotracción	Sigma r / resistencia F	N	FLEXIBLE
-3.734	10	0.3734	67,998,605	135,997,209

Conclusión

Los resultados de tensiones y deformaciones indican que la subrasante es la capa con menor capacidad portante conforme a las leyes de fatiga de los materiales para soportar las repeticiones de carga con los parámetros de análisis del método AASHTO. La limitación del modelo de respuesta Alize, solamente permite colocar un máximo de 6 capas, por lo que, no es posible analizar una tercera capa de geomalla biaxial colocada entre la subbase hidráulica y la subrasante, asimismo ésta depende directamente del módulo de elasticidad y del espesor de la base estabilizada para soportar una mayor deformación de compresión vertical en la parte superior (ϵ_{zz}) y por lo tanto un mayor número de repeticiones de carga. En este escenario la geomalla biaxial completamente adherida en las interfaces de cada capa de la sección del firme, demuestra que el aporte de 46,000 Mpa; es eficaz para la reducción de espesores en forma significativa de la sección del pavimento suponiendo condiciones de adherencia. Aunque, es posible reducir el espesor de la mezcla bituminosa y de la base estabilizada con cemento aún más, no es recomendable, porque la subrasante reduciría su fatiga ante las repeticiones de carga y se ocasionaría una deformación permanente en subrasante. Por lo que, la hipótesis de incorporar una geomalla biaxial en cada interface de capa es factible pero considerando de antemano condiciones de adherencia de todas las capas.

5.7.2 Condiciones de Deslizamiento

- **base estabilizada con CPO:** Se consideran condiciones de deslizamiento entre la geomalla biaxial y las capas de la sección del firme.

Capa		Tipo de Mezcla	Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta Asfáltica	Despegado	ACD	8	6000	0.35
Geobiasial 1	Despegado	GB1	1	46000	0.30
Base CPO	Despegado	Zahorra Art.	36	8000	0.35
Geobiasial 2	Despegado	GB2	1	46000	0.30
Subbase	Adherido	SB	20	1200	
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	ACD	0.0237 B	5.027 B	0.0462 A	6.000 A
8	Adherido	-0.0663 C	-3.031 B	0.1209 B	5.438 A
	GB	0.0028 C	4.160 B	0.0066 A	5.438 A
9	Despegado	-0.0080 B	-2.736 B	0.0150 B	5.435 A
	SC	0.0509 C	7.037 B	-0.0081 C	5.435 A
45	Despegado	-0.0398 C	-4.051 C	0.0249 C	0.089 C
	GB	0.0015 C	0.947 C	-0.0009 C	0.089 C
46	Despegado	-0.0016 C	-0.922 C	0.0013 C	0.089 C
	SB	0.0312 C	0.104 C	0.0141 C	0.089 C
66	Despegado	-0.0047 C	0.033 B	0.0434 C	0.076 C
	SR	-0.0047 C	0.029 C	0.0973 C	0.076 C
D R	24.307 mm/100 1072.45 m		R * D= 26068.31 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga estimadas antes de la fatiga**

ANALISIS ALIZE III							
Capa	Espesor cm	Micro Deformaciones			N		
		ϵ_r	ϵ_z	$\frac{\sigma_r}{R_F}$	SHELL	NORMA 6.1 IC	FLEXIBLE
ACD	8	-0.0663			248,438,656	25,747,710	51,495,419
GB1	1						
BCPO	36			-4.051		27,305,492	54,610,983
GB2	1						
SUBBASE	20		0.0141			2.38 E+11	
SUBRASANTE	∞		0.0973			8.94 E+11	

Tabla 26. Diseño de la sección de construcción número tres aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de deslizamiento.

- **Suelo Cemento: 8000 MPa**

Sigma r	Resistencia Flexotracción	Sigma r / resistencia F	N	FLEXIBLE
-4.051	10	0.4040	27,305,492	54,610,983

Conclusión

1. El objetivo de esta alternativa es hacer notar la importancia de los valores de fatiga obtenidos en base a las consideraciones de deslizamiento de la mezcla bituminosa de espesor de 5 cm y con un módulo de 6000 Mpa en deslizamiento con la geomalla biaxial de 46,000 Mpa. De igual forma, la base estabilizada con suelo cemento posicionada con la geomalla, han demostrado a través del modelo de respuesta que no es viable la colocación de la geomalla cuando se considera un escenario de deslizamiento o mala adherencia entre las capas debido a que no representa una reducción de espesores significativa a la sección del firme.
2. El punto crítico a considerar en este análisis es la tensión radial de tracción de la base estabilizada con cemento o suelo cemento.
3. Por cuestiones de limitación del programa analítico solo consideran 6 capas, por lo que, no se puede colocar una geomalla biaxial entre la subbase hidráulica y la subrasante.

5.8 Sección 4: Validación analítica con geomall biaxial

5.8.1 Condiciones de Adherencia

- **Base de Gravaemulsión:** Se considera completa adherencia de la geomalla biaxial con c/u de las interfaces de las capas del firme flexible. Pavimento Flexible ≤ 12 cm.

Capa	Denominación		Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta Asfáltica	Adherida	AC densa	5	6000	0.33
Geomalla Biaxial	Adherida	GB	1	46000	0.30
Base estabilizada de concreto asfáltico	Adherida	BCA	25	2000	0.35
Geomalla biaxial	Adherida	GB	1	46000	0.30
Subbase hidráulica	Adherida	SB	20	120	0.35
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30

Salida de Resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	ACD	0.0967 B	11.130 B	-0.0358 C	6.000 A
5	Adherido	0.0114 C	3.005 B	-0.0033 C	4.506 B
	GB1	0.0114 C	9.651 C	-0.0120 C	4.506 B
6	Adherido	-0.0197 A	-11.622 A	-0.0115 C	4.154 B
	BCA	-0.0197 A	1.637 B	0.1594 A	4.154 B
31	Adherido	-0.0310 C	-0.786 C	0.0350 C	0.208 B
	GB2	-0.0310 C	-20.139 C	0.0247 C	0.208 B
32	Adherido	-0.0384 C	-24.573 C	0.0294 C	0.170 C
	SB	-0.0384 C	-0.025 C	0.1248 C	0.170 C
52	Adherido	-0.0557 C	-0.042 C	0.1102 C	0.106 C
	SR	-0.0557 C	-0.001 C	0.1749 C	0.106 C
D R	26.776 mm/100 551.61 m		R * D= 14769.94 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga del firme flexible**

ALIZE III						
Capa	Tipo de Mezcla	MicroStrains		Aplicaciones de carga (N)		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	Norma 6.1 IC	FLEXIBLE
Carp. Asfáltica	ACD	0.0114		∞	∞	∞
Geobiasial	GB	-0.0197		∞	∞	∞
Base tratada con asfalto HMA	AC5	-0.0310		∞	419,389,001	838,778,003
			0.1594		41,124,334	82,248,668
Geobiasial	GB	-0.0384		∞		
Subbase	SB		0.1248		98,547,334	197,094,669
Subgrade	SR		0.1749		29,523,383	59,046,767

Tabla 27. Diseño de la sección de construcción número cuatro aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de adherencia.

Notas:

Radio de la huella cargada: 10.50 cm

Presión transmitida por cada rueda: 6.0 kp/cm²

Distancia entre huellas de carga: 31.50 cm

Simbología utilizada

Z= Profundidad

D= Deflexión en el punto medio de las huellas de carga

R= Radio de curvatura en el punto medio de las huellas de carga multiplicada por $P / (R * E_i)$

P= Presión de contacto (kp/cm²)

R= Radio de la huella de carga cm

Código de evaluación de la posición máxima de tensión o deformación

A Bajo una rueda simple

B Bajo una de las ruedas gemelas

C En el centro de las ruedas gemelas

Fatiga de grava emulsión: En estos materiales no tiene sentido considerar el fenómeno de la fatiga, dada su estructura, la cual permite procesos de regeneración cuando suben las temperaturas. En firmes con capas de esta naturaleza, el dimensionamiento viene condicionado por las deformaciones verticales de compresión que se producen en las capas subyacentes o con menor capacidad de soporte de la sección del firme

5.8.2 Condiciones de Deslizamiento

- **Base de Gravaemulsión:** Se considera deslizamiento de la geomalla biaxial con las interfaces de cada una de las capas del firme flexible.

Capa	Denominación		Espesor (cm)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coefficiente de poisson μ
Carpeta Asfáltica	Despegada	AC densa	15	6000	0.33
Geomalla Biaxial	Despegada	GB	1	46000	0.30
Base estabilizada de concreto asfáltico	Despegada	BCA	40	2000	0.35
Geomalla biaxial	Despegada	GB	1	46000	0.30
Subbase hidráulica	Despegada	SB	20	120	0.35
Subrasante		Explanada	∞	60	0.30

Salida de resultados de tensiones y deformaciones

Z cm		Deformación tangencial (1/1000)	Tensión tangencial (Kp/cm ²)	Deformación vertical (1/1000)	Tensión vertical (Kp/cm ²)
0	ACD	0.0702 B	8.794 B	-0.0347 B	6.000 A
12	Despegado	-0.0895 B	-6.413 B	0.0987 B	2.076 B
	GB1	0.0057 B	4.436 C	-0.0010 B	2.076 B
13	Despegado	-0.0078 B	-3.943 B	0.0091 B	2.059 B
	BCA	0.0767 C	3.295 B	-0.0219 C	2.059 B
53	Despegado	-0.0785 C	-2.246 C	0.0833 C	0.150 C
	GB2	0.0026 C	-1.674 C	-0.0017 C	0.150 C
54	Despegado	-0.0027 C	-1.631 C	0.0023 C	0.149 C
	SB	-0.0518 C	0.174 C	0.0240 C	0.149 C
79	Adherido	-0.0135 C	0.045 C	0.0781 C	0.126 C
	SR	-0.0135 C	0.043 C	0.1661 C	0.126 C
D R	33.066mm/100 674.90 m		R * D= 22316.07 m* mm/100		

- **Cálculo de repeticiones de carga del firme flexible**

ALIZE III						
Capa	Tipo de Mezcla	MicroStrains		Aplicaciones de carga (N)		
		ϵ_r	ϵ_z	SHELL	Norma 6.1 IC	SEMIFLEXIBLE
Carp. Asfáltica	AC D	-0.0895		55,653,894	8,558,850	14,550,045
Geobiasial	GB1	-	-			
Base tratada con asfalto HMA	AC	-0.0785		107,152,033	13,850,724	23,546,230
			- 0.0219			
Geobiasial	GB2		-			
Subbase	SB		0.0240		35.55E ⁺⁰⁹	60.43 E ⁺⁰⁹
Subgrade	SR		0.1661		35,577,189	60,481,221

Tabla 28. Diseño de la sección de construcción número cuatro aplicando sistema de reforzamiento en condiciones de deslizamiento.

Conclusión

En materiales estabilizados, donde las capas subyacentes aportan materiales de buena calidad con módulos de entre 2000 a 3000 MPa, es importante garantizar la adherencia entre capas para lograr la efectividad de la geomalla con todo el conjunto y lograr reducir espesores. En esta alternativa con respecto a la sección con adherencia, se experimenta un incremento en el espesor de 15 cm, que representa un 60% mayor de base asfáltica, con respecto a los 25 cm de la sección con total adherencia.

De igual manera, la respuesta de los materiales de capa asfáltica y la base de emulsión asfáltica, son similares en cuanto a su comportamiento por estar constituidos por materiales viscoelásticos, por lo que, considerar criterios de falla en estos materiales es poco común, al menos que se realice un mal diseño de mezcla, una deficiente instalación o un mal control de calidad.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

CAPÍTULO 6

RESUMEN DE RESULTADOS DE SECCIONES DE CONSTRUCCIÓN

6 Resumen de resultados de secciones de construcción

6.1 Resultados de métodos empíricos

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los espesores de capas de las distintas secciones del pavimento analizadas por métodos empíricos.

MÉTODOS EMPÍRICOS				
Alternativa	Capa	Espesores		
		AASHTO 93	AASHTO 93 GEO-BIAXAL	NORMA 6.1 IC
1	Carpeta Asfáltica	19	15	30
	Base hidráulica	15	15	25
	Sub-base hidráulica	25	20	-
2	Carpeta Asfáltica	20	20	
	Base hidráulica	33	23	
3	Carpeta Asfáltica	5	5	20
	Base estabilizada C/cemento Portland	23	18	25
	Base hidráulica	40	25	-
4	Carpeta Asfáltica	5	5	-
	Base estabilizada C/cemento Portland	30	21	-
	Sub-base hidráulica	25	25	-
5	Carpeta Asfáltica	8	8	-
	Base de concreto asfáltico HMA	21	15	-
	Base hidráulica	40	28	-
6	Carpeta Asfáltica	8	6	-
	Base de concreto asfáltico HMA	28	20	-
	Sub-base hidráulica	28	25	-

Tabla 29. Resultados de secciones de construcción por métodos empíricos.

6.2 Métodos Empíricos con Geomallas Biaxiales

En pavimentos flexibles de nueva construcción la inclusión de geomallas biaxiales colocadas en la interfaz de la mezcla bituminosa y en las capas granulares, lleva a un incremento de la vida fatiga del pavimento como el incremento de la flexibilidad, permitiendo reducir las deformaciones tangenciales, lo que representa una reducción significativa de los espesores de diseño, siempre y cuando existan condiciones de adherencia. Para asegurar la adherencia, recomiendan algunos investigadores que el producto que se vaya a emplear como es el sistema de refuerzo estructural posea un recubrimiento como acabado final del proceso de fabricación.

1. Se determina a través de la contribución de resistencia estructural (LCR) que aportan las geomallas biaxiales extruidas a suelos débiles con una capacidad de carga $0.5 \leq LCR \leq 8\%$, corroborado a través de la interpolación de gráficas de CBR vs LCR, permite obtener un coeficiente de mejoramiento de capa al colocar una geomalla absorbiendo esfuerzos de tensión de 30 kN/m.

Sección 1: Se experimenta una reducción de la mezcla bituminosa cuando se emplea una geomalla biaxial de 4 cm, que representa una disminución del espesor de diseño del 21.05%, con referencia a la capa bituminosa sin reforzamiento, la base hidráulica queda en 0% y la capa de subbase tiene un aumento del 20 %, con respecto al escenario sin geomalla.

Sección 2: La mezcla bituminosa no experimenta cambios de espesor, la base hidráulica presenta una reducción de 10 cm, que representa una reducción de 30.30%, con base al escenario sin reforzar.

Sección 3: Se mantiene el mismo espesor de la mezcla bituminosa por normativa para carreteras de altas especificaciones SCT. La base estabilizada con cemento portland decrece en un 30%, y la capa de subbase se mantiene con el mismo espesor.

Sección 4: Se experimenta una reducción de la mezcla bituminosa de 2 cm, al emplear la geomalla biaxial como sistema de reforzamiento, que representa una reducción del 25% de espesor con respecto al escenario de la AASHTO sin/geomalla, la base estabilizada con emulsión AC-10 decrece un 28.57% y por último, la capa de subbase presenta una reducción del 10.71%, con respecto al escenario sin geomalla.

- **Resumen de resultados de espesores de diseño de las diferentes secciones de construcción de métodos empíricos.**

Métodos Empíricos					
Alternativa	Capas	Espesores			
		AASHTO 93 S/ Geomalla	AASHTO 93 C/Geomalla	Espesor cm	Reducción %
1	Carpeta Asfáltica	19	15	-4	21.05
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base hidráulica	15	15	0	0
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Subbase hidráulica	25	20	-5	20
2	Carpeta Asfáltica	20	20	0	0
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base hidráulica	33	23	-10	30.3
3	Carpeta Asfáltica	5	5	0	0
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base estabilizada C/cemento Portland	30	21	-9	30
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	subbase hidráulica	25	25	0	0
4	Carpeta Asfáltica	8	6	-2	25
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base de concreto asfáltico HMA	28	20	-8	28.57
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Subbase hidráulica	28	25	-3	10.71

Tabla 30. Resumen de espesores de diseño de métodos empíricos analizados con el modelo de respuesta analítico Alize III.

Por tratarse de una geomalla de refuerzo estructural la rigidez que aporta bajo cargas repetidas en la carpeta asfáltica se incrementa generando una reducción de las tensiones verticales en las capas granulares subyacentes, lo que implica una reducción de deformaciones permanentes, bajo la acción cíclica de las cargas de tráfico acumulado. La inclusión de una geomalla sintética, puede contribuir a la completa homogenización de la estructura, mejorando su desempeño global. Al mismo tiempo, aporta una alta flexibilidad y una mejor recuperación elástica al firme.

6.3 Comparativa de métodos Empíricos

El método AASHTO 1993 y la modificación del mismo con geomallas biaxiales, son métodos de regresión lineal, dado que el diseño es función de los resultados obtenidos en tramos de pruebas y sus limitaciones son aplicables para esas condiciones de pruebas. En la siguiente tabla se presenta de manera general las ventajas y desventajas de los métodos empíricos siguientes:

MÉTODO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
AASHTO 93	1. Permite incorporar todas las variables de estudio de ESALs, de condiciones ambientales o drenaje, correlaciones estructurales y el CBR de la subrasante, derivada de tramos experimentales que garantiza un dimensionamiento adecuado.	1. Supone que la deformación plástica se genera sólo en la capa subrasante debido a su baja capacidad de soporte en comparación con las otras capas de la estructura del pavimento flexible.
AASHTO 93 GEOMALAS BIAXIALES	1. La contribución estructural que aportan las geomallas biaxiales permiten incrementar el coeficiente estructural de la sección del firme con subrasantes con capacidades de carga $\leq 8\%$. 2. Permite reducir el espesor de la sección de forma significativa, en un 30% aprox., además de igualar la resistencia estructural de la sección del firme. 3. Aporta un M_R de 73,000 Mpa en conjunto con la capa.	1. La DGST SCT no considera la instalación constructiva de un sistema de reforzamiento con geomallas. 2. No existe la documentación específica sobre la instalación, almacenamiento, construcción y rehabilitación con geomallas.
CATÁLOGO ESPANOL	1. La selección del tipo de sección del firme, se obtiene conociendo el tránsito de diseño (IMDp) en el carril de diseño y el tipo de explanada de acuerdo con el Ensayo de carga con placa en el segundo ciclo de carga (E_{v2}). 2. No se requiere de gran experiencia y de análisis empíricos-teóricos para elegir una sección del firme.	1. Se considera un eje tipo, con ruedas gemelas genéricas, que transmite al pavimento 13 toneladas y una presión de inflado máxima permitida de 900 kpa, y un área de contacto del neumático de 10.72 cm.

Tabla 31. Comparativa de ventajas y desventajas de métodos empíricos- mecanicista.

6.4 Análisis de métodos analíticos

Para determinar el estado tensional de un firme, es necesario determinar tensiones deformaciones y deflexiones superficiales, que se obtienen por medio de diversos modelos analíticos. Se desarrollan las conclusiones derivadas de simulaciones numéricas llevadas a cabo por diversos métodos analíticos, por lo que, se considera como modelo de respuesta patrón el programa Alize III, debido a que arroja espesores más robustos de mezcla bituminosa con respecto a los otros modelos de dimensionamiento analítico. A continuación, se muestran los espesores de diseño de cada una de las secciones de construcción siguiendo los siguientes criterios:

Sección 1:

- **Alize III.** Representa la sección más robusta con 25 cm de espesor total con respecto a los otros métodos de dimensionamiento analíticos.
- **Modelo Everstress FE.** La sección 1 presenta una diferencia de espesor de 4 cm, lo que se traduce en una reducción del 16% de la mezcla bituminosa con respecto al espesor total del modelo de respuesta Alize III.
- **El modelo analítico Bisar 3.0.** Arroja un espesor de diseño de la capa de mezcla bituminosa de 17 cm, lo que representa una reducción significativa de la mezcla bituminosa de 4 cm, que se traduce en un 32 %, con respecto al modelo de respuesta Alize III.

Sección 2:

- **Alize III.** Representa la sección más robusta con 28 cm de espesor total con respecto a los otros métodos de dimensionamiento analíticos.
- **El modelo analítico bisar 3.0.** El método calcula un espesor total de 17 cm de mezcla bituminosa, lo que representa una reducción significativa de la mezcla bituminosa en un 32 %, con respecto al espesor total del modelo Alize III.
- **Para el modelo Everstress.** La sección uno presenta una diferencia de espesor de 8 cm, lo que se traduce en una reducción del 28.57% de la mezcla bituminosa, con respecto al espesor total del modelo de respuesta Alize III.

Sección 4:

- **Alize III.** Experimenta una reducción de 2 cm de espesor total de mezcla bituminosa, con respecto al modelo de respuesta Everstress FE y representa 3 cm más de mezcla bituminosa, con respecto al modelo bisar 3.0.
- **El modelo analítico bisar 3.0.** Calcula un espesor total de 5 cm de mezcla bituminosa, lo que el método experimenta una reducción significativa de mezcla bituminosa en un 37.5% con respecto al espesor total de Alize III.
- **Para el modelo Everstress.** La sección cuatro experimenta un incremento de 2 cm, lo que representa un espesor de 25% mayor de mezcla bituminosa, con respecto al espesor total del modelo de respuesta Alize III.
- El modelo de respuesta Alize III, experimenta una reducción de mezcla bituminosa de 2cm, lo que se traduce en un 20% menos de ésta, con respecto a Everstress Finit Element.

6.4.1 Resumen de resultados por diversos modelos de respuesta analíticos

METODOS ANALITICOS				
Alternativa	Capa	Espesores		
		ALIZE III	BISAR 3.0	EVERSTRESS FE
1	Carpeta Asfáltica	25	17	21
	Base hidráulica	20	20	15
	Sub-base hidráulica	25	20	25
2	Carpeta Asfáltica	28	21	20
	Base hidráulica	35	33	25
3	Carpeta Asfáltica	5	-	-
	Base estabilizada C/cemento Portland	30	-	-
	Subbase hidráulica	20	-	-
4	Carpeta Asfáltica	8	5	10
	Base de concreto asphaltico HMA	30	21	20
	Sub-base hidráulica	25	25	20

Tabla 32. Resumen de espesores de diseño por diversos modelos de respuesta analíticos.

Sección 1: Mezcla bituminosa

De acuerdo a la gráfica de espesores de diseño, el método analítico Alize III, representa mayor cantidad de material de mezcla bituminosa de la sección de construcción número uno con respecto a los demás métodos analíticos. Con referencia al modelo Everstress, representa 4 cm más de capa bituminosa, que se traduce en un incremento de 19%, con respecto a bisar 3.0, lo que representa en un espesor más robusto de 8 cm que se traduce en un 32% mayor de mezcla bituminosa.

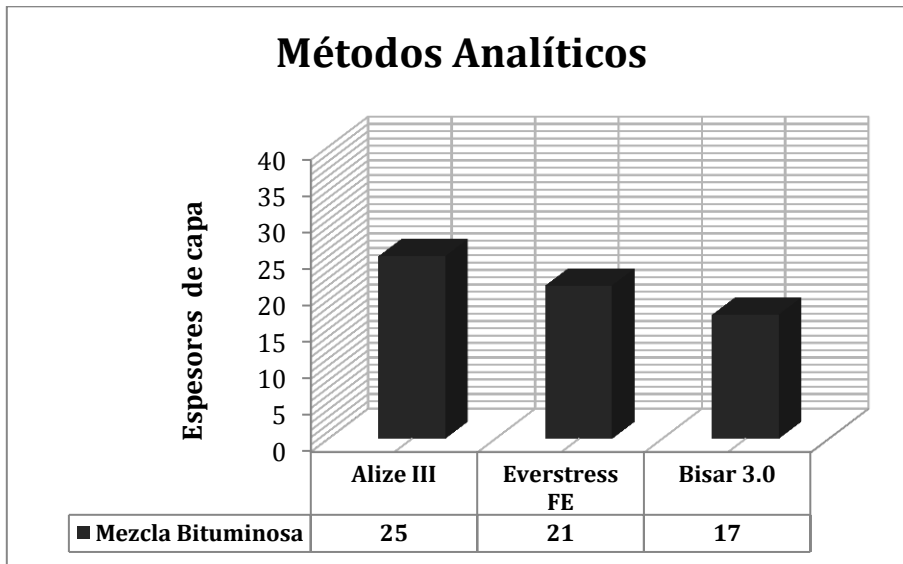


Figura 6.1. Espesores de diseño de capa bituminosa por métodos analíticos.

*Nota: Todos los espesores de las alternativas están dados en cm.

6.4.2 Conclusiones de Métodos Analíticos

Ventajas

1. Tienen en cuenta el estado de esfuerzos y deformaciones que experimentan las capas que conforman la estructura del pavimento.
2. Se pueden sensibilizar con las propiedades mecánicas de los materiales (módulo elástico E y la relación de poisson μ) con el fin de obtener espesores de capa reales y comparar resultados con métodos empíricos.
3. Obtiene los estados de esfuerzo y deformaciones de capa que conforma la estructura del pavimento flexible.

Desventajas

1. La principal desventaja radica en que el cálculo de los estados de esfuerzo y deformaciones se realiza por lo general suponiendo que el pavimento flexible es un sistema multicapa elástico lineal.
2. Supone que los materiales que componen cada una de las capas del pavimento son isotrópicos y homogéneos.
3. Los programas analíticos no tienen en cuenta las diferentes geometrías que puedan presentar las estructuras de pavimento (suponen extensión infinita de las capas en sentido horizontal) y la carga es estática.
4. El software no considera el efecto del medio ambiente o condiciones de drenaje sobre las propiedades mecánicas de los materiales utilizados.
5. Cuando se emplean ecuaciones elásticas se generan valores no reales de esfuerzos de tensión en las capas granulares, especialmente en pavimentos con capas asfálticas delgadas.

6.5 Métodos analíticos con geomallas biaxiales

La profundidad de colocación de la geomalla biaxial, es muy significativa para determinar las tensiones y deformaciones de capas subyacentes donde se puede modelar el contacto entre capas de completa adherencia, parcial o nula.

En los ejemplos citados, se contempla el reforzamiento entre la capa de mezcla bituminosa y la base granular, en el segundo caso analizado se dispone entre la base y subbase hidráulica. Realizando ciertas iteraciones con el manejo de estos modelos de respuesta, se puede concluir que la colocación de la geomalla entre la subbase y la subrasante considerando condiciones de adherencia completa en las interfaces de capas la sección del firme permite mejorar la capacidad de soporte de la subrasante, debido a que es una de las primeras capas que tienen mayor susceptibilidad de falla por deformación permanente debido a que se contempla un CBR del 8%.

La deformación vertical de compresión de la subrasante que arroja el modelo de respuesta, determina que es necesario aumentar el espesor y el modulo dinámico de la mezcla bituminosa para disminuir la fatiga en la subrasante, o si bien reforzarla con una geomalla que ayude a absorber los esfuerzos de tensión por compresión de la misma.

Por tratarse de una geomalla de refuerzo estructural, la rigidez que aporta bajo cargas repetidas en la carpeta asfáltica se incrementa, generando una reducción de las tensiones verticales en las capas subyacentes lo que implica una reducción de deformaciones permanentes, bajo la acción cíclica de las cargas de tráfico acumulado. La inclusión de una geomalla sintética, puede contribuir a la completa homogenización de la estructura, mejorando su desempeño global. Al mismo tiempo, aporta una alta flexibilidad y una mejor recuperación elástica al firme.

De acuerdo a bibliografía consultada, el problema de fisuración de pavimentos por reflexión de grietas, debido a retracciones térmicas ocasionadas por las cargas del tráfico acumulado o movimientos de capas inferiores subyacentes, puede ser minimizado principalmente por la inclusión de geomallas con un tratamiento de polímero para asegurar la adherencia de la misma⁶⁸.

Con la finalidad de interpretar los resultados obtenidos de tensiones, deformaciones unitarias y deflexiones superficiales, es preciso validar los espesores de diseño de las cuatro secciones de estudio de la AASHTO 93, con las ecuaciones de las leyes de fatiga del método SHELL de mezclas convencionales, con el objeto de verificar de que los espesores de diseño propuestos cumplan con los parámetros de fatiga para la mezcla bituminosa y deformación permanente para la subrasante.

⁶⁸ Montestruque, G.E. Empleo de geomalla de refuerzo de asfaltos Hatelit como sistema antirreflejo de grietas para aumentar la vida útil del firme. Tesis de doctorado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA) São José dos campos Brasil.

6.5.1 Empleo de Geomallas como sistema de reforzamiento estructural

1. A través de los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas con base al modelo de respuesta Alize III, presentando condiciones de adherencia de la geomalla biaxial con las interfaces de las capas del firme flexible; se procede a analizar los espesores de diseño de las cuatro secciones mediante los dos escenarios siguientes:

a) Con reforzamiento estructural

b) Sin reforzamiento estructural

Sección 1: Se experimenta una reducción de la mezcla bituminosa de 7 cm, al emplear la geomalla biaxial como sistema de reforzamiento del 28%, con respecto al espesor de diseño de la capa bituminosa sin reforzamiento, la base hidráulica queda en 0% y la capa de subbase experimenta un aumento del 20 % con respecto al mismo caso.

Sección 2: Se evalúa como sección patrón a la sección con reforzamiento, la cual tiene una reducción de la mezcla bituminosa de 10 cm, que representa un 35.71%, con respecto al espesor total de la capa de mezcla bituminosa sin reforzamiento, la base hidráulica sufre un decremento de 10 cm de espesor que se traducen en un ahorro del 28.57 %, con respecto a la misma capa sin reforzamiento.

Sección 3: La mezcla bituminosa para carreteras de altas especificaciones mantiene un espesor mínimo permitido de 5 cm, señalado por reglamento de la SCT. La base estabilizada con cemento portland decrece de manera significativa de 14 cm, que representa un espesor menor de 46.67% y por último, la capa de subbase no tiene variaciones de espesor de diseño.

Sección 4: Se experimenta una reducción de la mezcla bituminosa de 3 cm, al emplear la geomalla biaxial como sistema de reforzamiento estructural, que se traduce en un abaratamiento de la capa en un 37.50%, con respecto al espesor de diseño de la capa de mezcla bituminosa sin reforzamiento, la base estabilizada con emulsión asfáltica AC-10 ó gravaemulsión experimenta una reducción del 16.67% y la capa de subbase experimenta un aumento del 20 % con respecto a la misma capa sin reforzamiento.

- **Resumen de resultados de métodos analíticos con sistema de reforzamiento**

Métodos Analíticos					
Alternativa	Capas	Espesores			
		ALIZE III Sin Geomalla	ALIZE III Con Geomalla	Espesor cm	%
1	Carpeta Asfáltica	25	18	-7	28
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base hidráulica	20	20	0	0
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Subbase hidráulica	25	30	+5	20
2	Carpeta Asfáltica	28	18	-10	35.71
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base hidráulica	35	25	-10	28.57
3	Carpeta Asfáltica	5	5	0	0
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base estabilizada C/cemento Portland	30	16	-14	46.67
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	subbase hidráulica	20	20	0	0
4	Carpeta Asfáltica	8	5	-3	37.50
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Base de concreto asfáltico HMA	30	25	-5	16.67
	Geomalla biaxial	-	1	-	
	Subbase hidráulica	25	20	-5	20

Tabla 33. Resumen de espesores de diseño de métodos analíticos analizados con el modelo de respuesta analítico Alize III, con y sin reforzamiento estructural. Nota: ± = Aumento o disminución de espesor.

- **Análisis Comparativo de Espesores de Métodos Analíticos con y sin reforzamiento estructural de la capa bituminosa.** Se experimenta una reducción significativa de la capa bituminosa en las diversas secciones de construcción, aplicando el sistema de reforzamiento estructural con geomalla de polipropileno, considerando condiciones de plena adherencia en la ejecución e instalación del sistema geomalla-mezcla asfáltica.

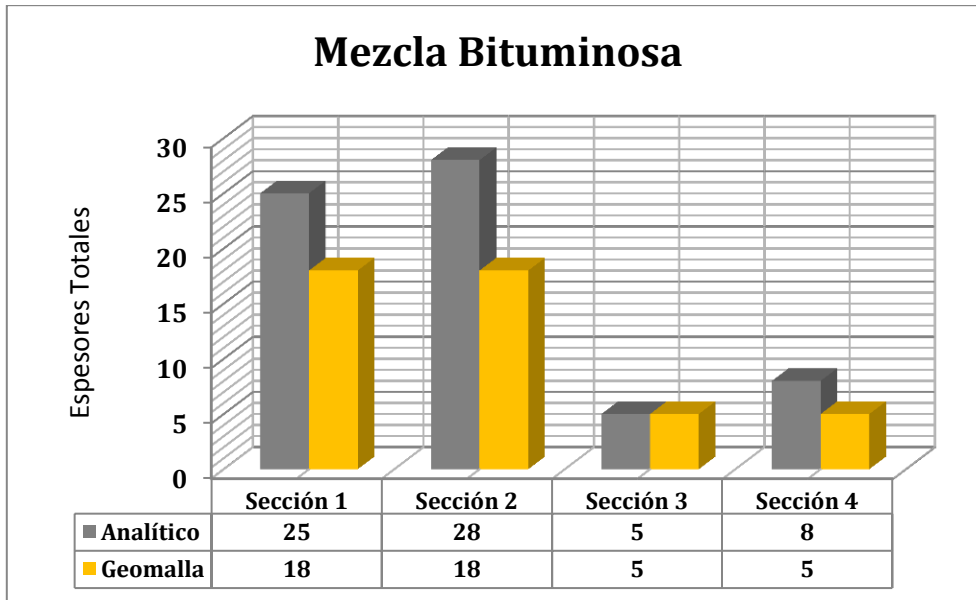


Figura 6.2. Análisis del espesor de la capa bituminosa con y sin geomalla.

- **Condiciones con y sin reforzamiento estructural de firme flexible**

En esta gráfica, se propone que la sección patrón comparativa sea la que presenta condiciones de deslizamiento frente al método analítico sin reforzamiento.

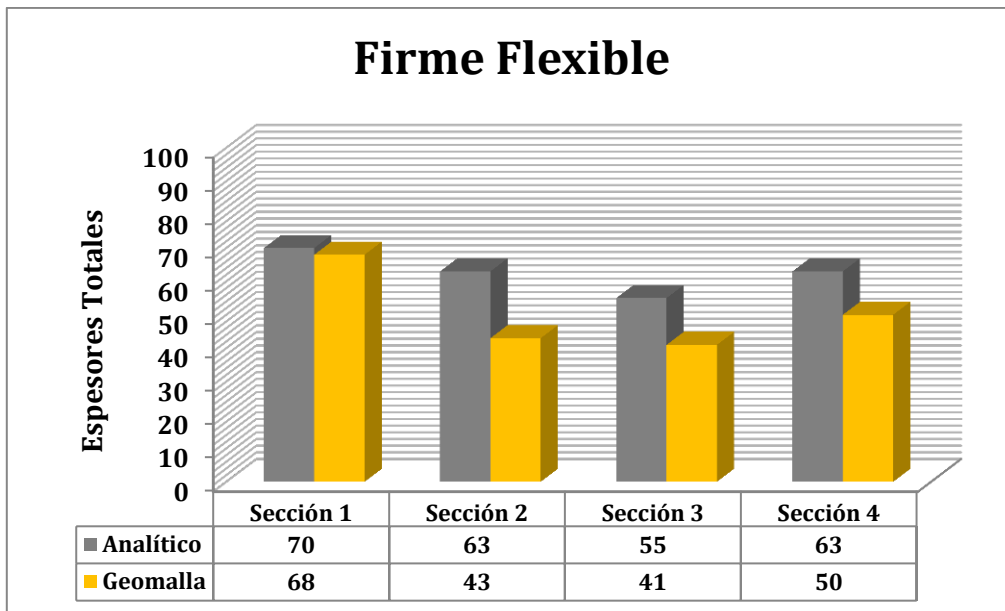


Figura 6.3. Análisis comparativo del espesor del firme flexible global.

6.5.2 Geomallas biaxiales en condiciones de Adherencia y Deslizamiento

1. En este proyecto de investigación, se han llevado a cabo simulaciones numéricas, con el objetivo primordial de corroborar que los geosintéticos, como son las geomallas biaxiales, actúan fundamentalmente como sistemas de reforzamiento estructural en pavimentos asfálticos. Gracias a la colocación de geomallas de polipropileno en condiciones de adherencia con cada una de las interfaces de las capas del firme flexible permiten reducir las deformaciones tangenciales de tensión a la tracción en la fibra inferior de la capa y de igual manera permiten incrementar de la flexibilidad de la mezcla bituminosa. Consecuentemente, esto implica una disminución de costos económicos, técnicos y ambientales para los ingenieros de carreteras.
2. En la siguiente tabla, se muestran los resultados de los espesores de diseño de las secciones de construcción analizadas mediante diferentes escenarios:
 1. **Adherencia**
 2. **Deslizamiento**
 3. **Método Analítico Sin Geomalla**

Métodos Analíticos				
Alternativa	Capas	Espesores		
		ALIZE III Adherencia	ALIZE III Deslizamiento	ALIZE III Analítico
1	Carpeta Asfáltica	18	25	25
	Geomalla biaxial	1	1	-
	Base hidráulica	20	35	20
	Geomalla biaxial	1	1	-
	Subbase hidráulica	30	30	25
2	Carpeta Asfáltica	18	26	28
	Geomalla biaxial	1	1	-
	Base hidráulica	25	20	35
3	Carpeta Asfáltica	5	8	5
	Geomalla biaxial	1	1	-
	Base estabilizada C/ Cemento Portland	16	36	30
	Geomalla biaxial	1	1	-
	subbase hidráulica	20	20	20
4	Carpeta Asfáltica	5	15	8
	Geomalla biaxial	1	1	-
	Base estabilizada con emulsión	25	40	30
	Geomalla biaxial	1	1	-
	Subbase hidráulica	20	20	25

Tabla 34. Resumen de espesores de secciones por modelos analíticos con geomallas en condiciones de adherencia y deslizamiento. *Nota: Todos los espesores de las alternativas están dados en cm.

6.5.3 Conclusiones de usos de geomallas

Sección	Adherencia vs Deslizamiento	Deslizamiento vs Sin Geomalla
1	<p>Existe una reducción de la mezcla bituminosa de 7 cm que representa un 28% de la mezcla bituminosa, cuando se aseguran condiciones de plena adherencia del sistema de geomalla-mezcla asfáltica.</p> <p>La capa de base hidráulica decrece en un 42.86% y la capa de subbase no experimenta cambios con respecto al escenario donde no existen condiciones de deslizamiento.</p>	<p>La capa de mezcla bituminosa no experimenta cambios muy significativos en su espesor de diseño.</p> <p>No obstante, para la capa de base hidráulica experimenta un aumento de su espesor de 15 cm, lo que se traduce en un 75%, con respecto con el método analítico sin reforzamiento.</p> <p>Para la capa de subbase hidráulica aumenta 5 cms que representa un 20 % de 25 cm en el escenario sin geomalla.</p>
2	<p>Presenta una reducción la capa de mezcla bituminosa de 7 cm que representa un 30.76% de la mezcla bituminosa, cuando existen condiciones de total adherencia del sistema de geomalla-mezcla asfáltica.</p> <p>La capa de base hidráulica crece 5cm, lo que se traduce en un 20 % de costo económico y técnico de la obra vial.</p>	<p>La capa de mezcla bituminosa experimenta un aumento mínimo en su espesor de diseño de 2 cm, que representa un 7.69% del escenario de deslizamiento.</p> <p>No obstante, para la capa de base hidráulica decrece su espesor de 15 cm, lo que se traduce en un 42.86%, con respecto con el método analítico.</p>
3	<p>Existe una reducción de 3 cm que representa un 37.50% de la capa de mezcla bituminosa, cuando se favorecen condiciones de total adherencia del sistema de geomalla-mezcla asfáltica.</p> <p>La capa de base estabilizada con cemento portland decrece 20 cm, representa un 55.55% y la capa de subbase no experimenta cambios con respecto al escenario donde no existen condiciones de deslizamiento.</p>	<p>La capa de mezcla bituminosa experimenta un aumento de 3cm en su conformación, lo que se traduce en un 60% con respecto al método analítico sin geomalla. No obstante, para la capa de base estabilizada con cemento portland presenta un aumento de su espesor de diseño en 6 cm, lo que se traduce en un 20% de sección más robusta con respecto con el método analítico sin geomalla.</p> <p>Para la capa de subbase hidráulica no sufre cambios de espesor en su estructura.</p>

Sección	Adherencia vs Deslizamiento	Deslizamiento vs Sin Geomalla
4	<p>Se considera una reducción de 10 cm que representa un 66.67% de la capa de mezcla bituminosa, cuando se aseguran condiciones de plena adherencia del sistema de geomalla-mezcla asfáltica.</p> <p>La capa de base estabilizada con emulsión decrece 15 cm, es decir, un ahorro económico de un 37.50% y la capa de subbase hidráulica no experimenta cambios con respecto al escenario de deslizamiento.</p>	<p>La capa de mezcla bituminosa experimenta un aumento significativo en su espesor de diseño de 7 cm, es decir aprox. un 87.5 % más con respecto al método analítico.</p> <p>No obstante, para la capa de base estabilizada con emulsión asfáltica AC-10, experimenta un aumento de su espesor de 10 cm, lo que se traduce en una sección más robusta de un 33.33% en condiciones de deslizamiento.</p> <p>Para la capa de subbase hidráulica aumenta 5 cm, que representa un incremento del 20 % de mezcla bituminosa.</p>

Tabla 35. Conclusiones de empleo de geomallas en el pavimento flexible.

Conclusiones

Los resultados demuestran claramente una reducción de espesores en las secciones que consideran un sistema de reforzamiento estructural cuando se garantiza y asegura, por parte del constructor de carreteras que realizará la construcción en condiciones que favorezcan la plena adherencia del sistema geomalla-mezcla asfáltica. De igual forma, con la finalidad de definir criterios de evaluación de mejor manera se determina que las secciones patrones sean las secciones de la primer columna, que presentan condiciones de adherencia con respecto al escenario de la segunda columna en condiciones donde existe nula adherencia.

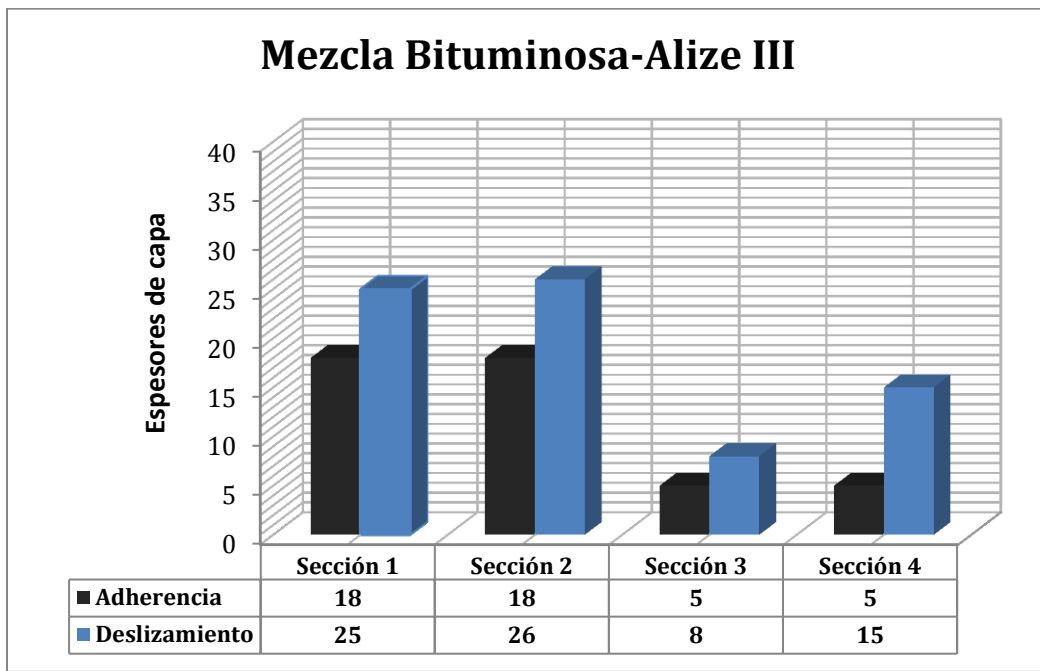


Figura 6.4. Análisis comparativo del espesor de la capa bituminosa con y sin Adherencia.

6.6 Comportamiento de esfuerzos de tensión y deformaciones

El esfuerzo vertical de compresión (ϵ_{zz}) que se presenta en la subrasante, podemos resaltar ciertas condiciones de comportamiento ante esfuerzos y deformaciones, estimando que el comportamiento de la subrasante decrece con el incremento de:

- El espesor de las capas asfálticas.
- El módulo elástico de las capas asfálticas.
- El espesor de las capas granulares.
- El módulo elástico de las capas granulares. Su incidencia es mayor que la del módulo de las capas asfálticas.

El esfuerzo vertical de compresión (ϵ_{zz}) sobre la capa de subrasante o zahorra, decrece con el incremento de:

- El aumentar el espesor de la base, manteniendo constante el espesor de la mezcla bituminosa.
- El aumentar el modulo elástico de la capa de base granular.
- El aumentar el módulo elástico de la explanada o subrasante.

Esfuerzos horizontales (ϵ_{xx}) de tensión por tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa:

- Cuando el módulo elástico de la base es mayor que el de las capas asfálticas, el esfuerzo horizontal en el fondo o en la fibra inferior es puramente de compresión.
- Cuando el módulo de la base granular es menor, el esfuerzo es de tensión por tracción y crece a medida que el módulo de la base es más bajo, considerando el módulo de elasticidad de la mezcla bituminosa ≥ 10 veces que la base hidráulica.
- El esfuerzo de tensión se incrementa al disminuir el espesor de las capas asfálticas.
- En capas de mezcla bituminosa ≥ 12 cm de espesor, se suele subdividir la sección de mezcla bituminosa con el objetivo de colocar capas de mayor módulo elástico en la parte inferior de la capa donde se presentan las mayores deformaciones tangenciales y se inicia comúnmente el agotamiento o fisuración de la mezcla bituminosa que posteriormente se propaga a la superficie delgada de rodamiento.
- El esfuerzo horizontal se incrementa al aumentar el módulo de las capas asfálticas.
- El esfuerzo es particularmente alto si se combinan una baja relación de espesores de las capas superiores ($h_1/h_2 \leq 2$) y una relación modular entre ellas (E_1/E_2).

Efecto de factores externos

- Para una carga total permanente, un aumento en la presión de contacto genera mayores esfuerzos verticales de compresión en la capa de base granular y capas subyacentes como en el caso de la Norma 6.1 IC del Catálogo Español donde se presenta 9 kp/cm^2 . En comparación con el método AASHTO que genera aprox. una presión de contacto $6E^{+05} \text{ N/m}^2$ (6kg/cm^2) que se traduce en espesores de diseño de la sección del firme más robustos con respecto al método AASHTO.
- Si la presión de contacto es constante, siendo la descarga por llanta de 20.5 kN en AAASHTO y 32.5 en el catálogo español, por lo que un aumento en la carga total genera mayores esfuerzos verticales a cualquier profundidad.
- El esfuerzo vertical sobre la subrasante se incrementa al aumentar la temperatura, debido a que disminuye el módulo dinámico de las capas asfálticas.
- Revisión de las características de diseño para minimizar o eliminar las fallas

Falla/Deterioro	Revisión de las características de diseño para minimizar o eliminar las fallas
Fisuramiento tipo Piel de cocodrilo	<ul style="list-style-type: none"> • Incrementar el espesor de las capas HMA • Para capas más gruesas ($\geq 5\text{plg}$) aumentar el módulo dinámico. • Para capas más delgadas ($\leq 3\text{plg}$) reducir el módulo dinámico. • Revisar el diseño de mezcla de la capa base HMA (incrementar el porcentaje de agregado triturado, uso de finos manufacturados, incrementar el contenido de asfalto, usar un asfalto más duro pero asegurar que se logre el mismo nivel de porcentaje de compactación a lo largo de la carretera, usar un asfalto modificado con polímero). • Aumentar la densidad, reducir los vacíos de aire de la capa de base HMA. • Aumentar el módulo resiliente de base de agregado (incrementar densidad, reducir plasticidad, reducir cantidad de finos).

Figura 6.5. Pautas para modificar el diseño de fallas en el concreto HMA⁶⁹.

⁶⁹ Mechanistic-Empirical pavement Design Guide 2002. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Conclusiones Generales

1. Los resultados ponen de manifiesto la dificultad que existe al tratar de comparar métodos de diseño entre sí. El diseño de un pavimento por diferentes métodos, para las mismas condiciones, puede conducir a muy diferentes geometrías. La confiabilidad de un método sólo se puede valorar a partir del rigor con el que se aplica el procedimiento de diseño correspondiente y de la estimación de la dispersión de los parámetros de diseño involucrados. A falta de una teoría científica sobre el comportamiento de los pavimentos exacta, la validación de un método de diseño sólo se puede realizar a partir de la observación empírica del funcionamiento a largo plazo del pavimento en campo.
2. Otra observación importante es que los modelos estructurales de los pavimentos, del tipo de capas múltiples o de elementos finitos, sólo son aplicables a obras específicas donde haya un control de calidad riguroso, tanto en los materiales como en el proceso de construcción, de tal manera que la caracterización del modelo corresponda a la realidad. Aparentemente, en el caso de carreteras, la variación de materiales a lo largo del camino no permite garantizar dicha precisión, por lo que en la práctica su utilidad es discutible. No sería juicioso emplear para el proyecto teorías muy detalladas y complejas, si los procesos de construcción han de hacerse de tal modo que no pueda garantizarse suficientemente el que se alcancen en obra las refinadas condiciones del proyecto.
3. Cuando se realiza un dimensionamiento de pavimentos flexibles con criterios utilizados en otros países tienen en consideración las condiciones prevalecientes en esos lugares, tales como clima, proceso constructivo y técnico, caracterización de materiales, etc. Por tal motivo no es fácil transferir directamente los métodos desarrollados en esos países a México y es necesario realizar más investigación con objeto de obtener métodos adecuados a las condiciones imperantes en el país.
4. El control de calidad tanto en la construcción como de los materiales utilizados en la capa asfáltica y del pavimento flexible en general, juegan un papel vital para lograr un producto final adecuado. En ocasiones, no existe la organización, coordinación entre diseñador y constructor, lo que dificulta tener obras de buena calidad, debido a que no siempre se construyen los espesores de diseño propuestos por el proyectista, lo que merma significativamente la capacidad estructural y funcional de la vida de diseño del pavimento flexible.
5. En la actualidad, las malas prácticas de construcción y control de calidad llevadas a cabo por contratistas en obras de infraestructura carretera, ocasionan un deterioro o fallas prematuras, debido a que principalmente los espesores de diseño calculados, por lo general son modificados para facilitar su proceso constructivo en campo, por lo que el número estructural del pavimento disminuye notoriamente en su capacidad estructural.

- **Para métodos empíricos.** Es de gran importancia que se construyan rigurosamente los espesores de diseño dados por el diseñador, debido a que una reducción del espesor de diseño en campo, representaría el agotamiento estructural prematuro de la capa crítica y del pavimento flexible en su conjunto. Esto es ocasionado principalmente, por la reducción del espesor de diseño de la carpeta asfáltica y firme flexible en su conjunto, lo que representa una pérdida logarítmica de ejes equivalentes sencillos estimados durante la vida de proyecto de del firme flexible, deducidos de un estudio de trafico correspondiente.
 - **Para métodos analíticos.** Se determina a partir de los valores de tensiones y deformaciones de los materiales de conformación del pavimento. Una vez, obtenidas las deformaciones unitarias se determina el número N_f de veces que el firme es capaz de soportar la carga tipo antes de llegar al agotamiento estructural. Para conocer ese número N_f se deben haber establecido leyes de fatiga de los materiales que componen el firme. Es por eso que se debe verificar que la variación de los esfuerzos y deformaciones no aumenten para no alterar el desempeño y los espesores de la estructura.
6. Un punto que debe cuidarse en la instalación de geosintéticos, como son las geomallas o geocompuestos de polipropileno, es el punto de reblandecimiento o fusión de éstos, debido a que se encuentra próximo a la temperatura de tendido de la mezcla asfáltica en caliente, que normalmente se tiende en campo entre una temperatura de 120-140 °C. Se recomienda que se trabaje con un geocompuesto para que el punto de fusión del geotextil sea $\geq 250^{\circ}\text{C}$, cuando la nueva capa asfáltica sea preparada con asfaltos modificados con polímeros ó cuando la temperatura de compactación supere los 150°C.

Condiciones de con/sin inclusión de reforzamiento estructural.

- Los resultados de los espesores de diseño de la capa de mezcla bituminosa obtenidos de las simulaciones numéricas del modelo de respuesta Alize III del capítulo seis, donde se presenta la máxima deformación horizontal por tracción, se proponen condiciones de adherencia de la geomalla biaxial- mezcla asfáltica contemplando dos escenarios principales:

- **Con la inclusión de Sistema de reforzamiento**
- **Sin la inclusión del de sistema de reforzamiento**

Sección 1: Se experimenta una reducción de la mezcla bituminosa de 7 cm, al emplear la geomalla biaxial como sistema de reforzamiento que representa un ahorro de espesor de diseño del 28%, con respecto al espesor global de la capa bituminosa sin reforzamiento.

Sección 2: La sección con reforzamiento tiene una reducción de la mezcla bituminosa de 10 cm que representa una reducción del 35.71%, con referencia al espesor de la capa de mezcla bituminosa sin geomalla.

Sección 3: La mezcla bituminosa para carreteras de altas especificaciones mantienen un espesor mínimo global permitido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de 5 cm.

Sección 4: Se experimenta una reducción de la mezcla bituminosa de 3 cm al emplear la geomalla biaxial como sistema de reforzamiento que se traduce en un 37.50%, con respecto al espesor de diseño de la capa de mezcla bituminosa sin reforzamiento.

Métodos Analíticos					
Alternativa	Capa	Espesores			
		ALIZE III Sin Geomalla	ALIZE III Con Geomalla	Espesor cm	%
1	Mezcla Asfáltica	25	18	7	28
2	Mezcla Asfáltica	28	18	10	35.71
3	Mezcla Asfáltica	5	5	0	0
4	Mezcla Asfáltica	8	5	3	37.50

Tabla 36. Resultados de espesores de diseño de la mezcla bituminosa mediante la aplicación del sistema de reforzamiento. Nota ± = Aumento o disminución de espesor.

- Los resultados demuestran que la inclusión de geomallas de polipropileno reduce los espesores de diseño de la capa asfáltica, reduce tensiones, deformaciones y en consecuencia, disminuye los costos de construcción, conservación y mantenimiento.

Condiciones de Adherencia y deslizamiento de la geomalla-mezcla asfáltica

1. Un punto fundamental que se debe considerar es que cuando se emplean sistemas de reforzamiento: geomallas, geotextiles y geosintéticos la adherencia con la mezcla asfáltica debe ser perfecta. Para ello, es significativo que el producto a emplear posea un tratamiento bituminoso durante su proceso de fabricación de forma que favorezca la adherencia de toda la capa asfáltica.
2. El empleo de nuevos materiales de fabricación de estos productos posibilitará mejorar los resultados obtenidos con materiales existentes, siempre que se instalen correctamente y se seleccionen atendiendo a criterios de idoneidad de empleo y criterios de calidad del producto.
3. Las características mecánicas tienen que ser adherentes con las del asfalto y la elasticidad del material de fabricación debe ser muy buena para que las deformaciones bajo carga constante y la resistencia, no varíen a lo largo del tiempo. El módulo elástico del polipropileno es mucho más mayor que el de la mezcla bituminosa, por lo que, las deformaciones de los materiales son parecidas, pero las tensiones son mayores en la geomalla de polipropileno.

$$\begin{aligned}
 E_{MB} &\lll E_{GP} \\
 \epsilon_{rmb} &\approx \epsilon_{rg} \\
 \sigma_{MB} &\lll \sigma_{rg}
 \end{aligned}$$

4. En los resultados obtenidos con base al análisis del empleo de la geomalla biaxial con las interfaces de firme flexible se presentan dos escenarios de peculiar interés.
 - a. **Condiciones de Adherencia:** Se tiene que garantizar una perfecta adherencia del sistema de reforzamiento-mezcla bituminosa para aumentar la capacidad portante del firme y asimismo reducir los espesores del firme.
 - b. **Condiciones de deslizamiento:** En caso de que esta adherencia no sea perfecta, el sistema de reforzamiento estructural no funcionará como sistema de antireflexión de fisuras, de modo que no evitara de ningún modo al proceso de propagación y disipación de fisuras existentes y por lo tanto tampoco reducirá los espesores de las capas del firme flexible.
5. Otro criterio que debe cuidarse es la correcta adhesividad geomalla-mezcla asfáltica, que de no lograrse representa una pérdida de capacidad portante de la firme flexible, lo que se traduce en mayores espesores de mezcla bituminosa y del conjunto en general.

6. En este escenario se analiza específicamente la adherencia de la geomalla como reforzamiento estructural con las interfaces de las capas del firme con el objeto de conocer el comportamiento que experimenta la interacción de las mismas en condiciones de completa adherencia y deslizamiento mediante el modelo de respuesta Alize III.

MB₁: La mezcla bituminosa experimenta un aumento de 7 cm de espesor, lo que representa un 38.89%, con respecto a los 18 cm del espesor global de la mezcla bituminosa con adherencia.

MB₂: La mezcla bituminosa experimenta un aumento de 8 cm de espesor, lo que representa un 44.44%, con respecto a los 18 cm del espesor total de la mezcla bituminosa con adherencia.

MB₃: La mezcla bituminosa experimenta un aumento de 3 cm de espesor, lo que se traduce en un 60%, con respecto a los 5 cm del espesor global de mezcla bituminosa con adherencia.

MB₄: La mezcla bituminosa experimenta un aumento de 10 cm de espesor, lo que representa un 200%, con respecto a los 5 cm del espesor global de mezcla bituminosa con adherencia.

- La mezcla bituminosa experimenta una reducción de 10 cm, con respecto a los 15 cm de espesor total en condiciones de deslizamiento lo que representa un ahorro del 66.67% de mezcla bituminosa.

Geomalla biaxial-Mezcla bituminosa					
Sección	Capa	Espesores			
		Adherencia	Deslizamiento	Incidencia	
				Espesor	%
1	Mezcla Asfáltica	18	25	7	38.89
2	Mezcla Asfáltica	18	26	8	44.44
3	Mezcla Asfáltica	5	8	3	60.00
4	Mezcla Asfáltica	5	15	10	200

Tabla 37. Resultados de espesores de diseño con la aplicación del sistema de geomalla-mezcla bituminosa en condiciones de adherencia y deslizamiento.

7. Es fundamental garantizar la adherencia del sistema de reforzamiento estructural -mezcla asfáltica, para que la geomalla biaxial pueda absorber los esfuerzos de tensión de tracción y deformaciones tangenciales del pavimento flexible.

Comparativa del método analítico sin geomalla frente a métodos analíticos con geomalla en condiciones de deslizamiento

1. Se obtuvieron los siguientes resultados y simplificaciones de las simulaciones numéricas de las cuatro secciones de construcción de capa asfáltica, considerando condiciones sin reforzamiento y con reforzamiento pero presentando condiciones de deslizamiento de la interfaz de la geomalla-mezcla asfáltica, analizadas a través del modelo de respuesta analítico Alize III. A continuación, se muestran los resultados del análisis de estos dos escenarios.

- **Métodos analíticos sin geomalla con total adherencia.**
- **Método analítico con geomalla pero con deslizamiento.**

MB₁: La mezcla bituminosa se mantiene con el mismo espesor sin aplicar reforzamiento estructural pero en condiciones de deslizamiento.

MB₂: La mezcla bituminosa experimenta un aumento de 1 cm de espesor, lo que representa un 4.0%, con respecto a los 25 cm del espesor total de la mezcla bituminosa con adherencia.

- Segundo caso. La reducción de espesor que presenta la mezcla bituminosa es de 3.85%, con respecto al espesor total del firme de 8 cm en condiciones de deslizamiento.

MB₃: La mezcla bituminosa experimenta un aumento de 3 cm de espesor, lo que representa un 60%, con respecto a los 5 cm del espesor global de mezcla bituminosa con adherencia.

- Tercer caso. La reducción de espesor que presenta la mezcla bituminosa es de 3cm lo que representa un ahorro de 37.5% en referencia al espesor total de la capa bituminosa de 8 cm en condiciones deslizamiento.

MB₄: La mezcla bituminosa experimenta un aumento de 7 cm de espesor, lo que representa un 87.50%, con respecto a los 15 cm del espesor global de mezcla bituminosa con deslizamiento.

- La mezcla bituminosa presenta una reducción de 7 cm con respecto a los 15 cm de espesor total en condiciones de deslizamiento lo que representa un ahorro del 46.67% de mezcla bituminosa.

Sección sin geomalla/ Deslizamiento					
Sección	Capa	Espesores			
		Alize III Sin Reforzar	Alize III Deslizamiento	Incidencia	
				Espesor	%
1	Mezcla bituminosa	25	25	0	0
2	Mezcla bituminosa	25	26	1	4
3	Mezcla bituminosa	5	8	3	60.00
4	Mezcla bituminosa	8	15	7	87.50

Tabla 30. Análisis de espesores de mezcla bituminosa sin reforzar y con deslizamiento.

Recomendaciones para investigación futuras

1. Realizar líneas de investigación futuras a partir de estudios experimentales de laboratorio, donde se determine el coeficiente de mejoramiento de capa que aporta la geomallas triaxiales, geomallas de fibra de virio y de fibra de carbono a suelos con poca capacidad de carga, aplicando métodos de diseño empíricos. Asimismo conocer su comportamiento estructural con la mezcla bituminosa, sus prescripciones técnicas de instalación, propiedades físicas y mecánicas del material, determinar el comportamiento de la adherencia-deslizamiento en las interfaces de las capas del firme y el control de calidad en procesos de aplicación como sistemas de reforzamiento estructural.
2. Calcular el Módulo de rigidez secante máximo de una geomalla triaxial, considerando condiciones del 1, 0.5 y 0.1 %, de tensión por tracción en el comportamiento mecánico del material mediante ensayos de laboratorio y calibrados en estudios de tramos a escala real.
3. Incorporar geomallas de fibra de carbono para el reforzamiento estructural de pavimentos flexibles con el objetivo de determinar la reducción de espesores de diseño frente a geomallas de polipropileno biaxiales calculados a partir del módulo de rigidez secante aportado por cada geomalla.
4. Considerar el análisis de colocación de geomalla triaxial en cada una de las interfaces de capa de una sección de pavimento flexible mediante un modelo de respuesta que permita comparar la viabilidad técnica y económica frente a la aplicación de una geomalla biaxial.
5. Realizar simulaciones numéricas modificando el espesor de la costilla o nervadura de la geomalla biaxial y triaxial (0.5 y 1 cm) para determinar que espesor representa el mayor porcentaje de reducción de deformación horizontal de tensión por tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa.
6. Determinar el tipo de ligante y la dotación óptima de emulsión asfáltica que debe dosificarse para lograr validar el estudio en laboratorio y en futuros tramos de construcción.

Quizás valga la pena recordar en la conclusión de este trabajo el siguiente lema:
“No hay malas técnicas, sino sólo malas aplicaciones”.

Referencias Bibliográficas

Capítulo 1: Introducción a la caracterización de geomallas

U.S. Army corps of engineers, use of geogrid in pavement construction, Technical Letter No. 1110-1-1899, 2003.

Giroud, J.P. and Noiray, L. (1981) "Geotextile-reinforced unpaved road design", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107, 1233-1254.

Giroud, J.P. and Han, J. (2004) "Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 775, 775-786.

Giroud, J.P. and Han, J. (2004) "Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 775, 787-797.

Especificaciones Generales de Construcción con Geosintéticos. Geosistemas Pavco S.A., 2008.

Sanjay Kumar Shukla, Jian Hua Yin. Fundamentals of Geosynthetics of Engineering. General Description and functions of Gesoynthetics, University Of Hong Kong. pp. 1-43.

Nigle E. Wrigley. The durability and aging of geosynthetics. Group Manufacturing and Technical Director, Netlon Limited.

Tensar Manufacturing process (courtesy of Netlon Limited, UK).

Capítulo 2: Métodos de dimensionamiento Empíricos.

AASHTO- American Association of State Highway and Transportation Officials (1993). Guide for Design of Pavement Structures, Washington, D.C.

Vinicio A. Serment Guerrero, Evolución Histórica de los pavimentos asfálticos y métodos de diseño de pavimento. XXIV Congreso Mundial de Carreteras, México, D.F. Septiembre de 2011. pp. 25-29.

Rico A., Téllez R., Garnica P. (1998), "Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodologías de diseño y tendencias", Publicación Técnica No. 104, Instituto Mexicano del Transporte. pp. 55-58.

Alexander, Rondón Quintana et al, Metodologías de diseño de pavimentos flexibles: Tendencias, Alcances y Limitaciones. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Católica de Colombia, Bogotá, D.C.

Paul Garnica Anguas. Espectros de Carga y Daño para diseño de pavimentos. Quinta Conferencia Magistral "Alfonso Rico Rodríguez".

Yang H. Huang. Pavement Analysis and Design. Flexible Pavement Design. Ed. Prentice Hall. pp. 472-530.

Ramón Crespo del río, Pedro Pérez de Madrid, et al. Cálculo de refuerzos de firmes según el método AASHTO. AEPO, Ingenieros Consultores, S.A. Conceptos básicos del método AASHTO. Pp.1-6.

Cancelli A., Montanelli, F., Rimoldi, P. and Zhao, A., 1996, "Full Scale Empirical Testing on geosynthetics Reinforced Paved Roads", Proc. 3rd Int. Sym. Soil Reinforcement, Japan.

Zhao, A., and Foxworthy, P.T., 1999, "Geogrid Reinforcement of Flexible pavement: A Practical Perspective" Geotechnical fabrics Reports, may-pp.28-34

Montanelli, F., Rimoldi, P. and Zhao, A., "Geosynthetics-reinforced pavement system: testing and design", Proc. Geosynthetics 1997, Long Beach, USA.

Ismael palma. Estabilización y refuerzo en vías con Geomallas Biaxiales. XVII Reunión Nacional de Profesores de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Noviembre 2012. Cancún, Quintana Roo.

Infraestructura de Carreteras y Aeropuertos. Universidad Politécnica de Madrid. Curso 2011-2012. Complemento a la práctica de dimensionamiento de firmes

Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes. (PG-3) Parte 2da. Materiales básicos. Capítulo II. Ligantes Bituminosos. OC 29/2011.

BROWN, S. F. & PELL, P. S. (1967). An Experimental Investigation of the Stresses, Strains and Deflections in a Layered Pavement Structure Subjected to Dynamic Loads. En: Proc., 2nd Int. Conf. Struct. Des. of Asphalt Pavements. pp. 487-504.

Ministerio de Fomento. (2003a). Orden FOM/ 3459/2003, Madrid 28 de noviembre por la que se aprueba la norma 6.3-IC: "Rehabilitaciones de firmes", de la instrucción de carreteras (BOE 12-12-03)

Ministerio de Fomento. (2003b). Orden FOM/ 34560/2003, Madrid 28 de noviembre por la que se aprueba la norma 6.1-IC: "Secciones de firmes", de la instrucción de carreteras (BOE 12-12-03)

Ministerio de Fomento (2004). Orden FOM/ 89120034 de 1 de Marzo por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, relativos a firmes y pavimentos. BOE 6 de Abril de 2004.

Miguel Ángel del Val Melús, Jesús Díaz Minguela, et al. Recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos. Secciones de firme de nueva construcción. Junta de Castilla de León. pp. 186-200.

Juan Gallego Medina y Alberto Baldersi. Apuntes de Caminos y Aeropuertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Mezclas Drenantes (porosas) PA y discontinuas para capa delgada (Microaglomerados en caliente) BBTM A y BBTM B.

Capítulo 3: Métodos de dimensionamiento Analíticos.

Ullidtz P. "Modelling Flexible Pavement Response and Performance". 1998.

Paul Garnica Anguas y Ángel Correa. Conceptos Mecanicistas en Pavimentos. Publicación Técnica No. 258. Sanfandila, Querétaro. 2004.

Yang H. Huang. Pavement Analysis and Design. Stresses and strains in flexible pavement. Ed. Prentice Hall. pp. 45-90.

Burmister, D.M. The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems," Journal of Applied Physics, Vol. 16.

American Association of State Highway and Transport Officials. (AASHTO) Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. A manual of Practice. 2008.

R.C. Koole, C.P. Valkering and F.D.R. Stapel, Development of Pavement Design Program for Use on Personal Computer, Paper presented at the 5th Conference of Asphalt Pavements for Southern Africa, Swaziland, 5th-9th June 1989.

D.L. de Jong, M.F.G. Peutz and A.R. Korswagen, Computer Program BISAR, Layered systems under normal and tangential surface loads, AMSR.0006.73.

Clapp, J.D., 2007. Analysis of rutting development in flexible pavements with geogrid-reinforced base layers using 3D finite element analysis. Thesis (MS), University of Maine, Orono, ME.

Henry, K.S., Clapp, J., Davids, W., Humphrey, D., and Barna, L., in printing. Structural improvements of flexible pavements using geosynthetics for base course reinforcement. U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH.

Huang, Y. H., 1993. Pavement Analysis and Design. Prentice Hall: Saddle River, NJ.

Capítulo 4: Estudio de las secciones empíricas AASHTO 93 a partir de modelos de respuesta analíticos.

Arnaldo Carrillo Gil, Eduardo Carrillo Delgado, et al. Evaluación de un modelo avanzado de diseño de pavimentos flexibles y su comparación con los métodos tradicionales. XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.

Shook, J.F., F.N. FINN, M.W. WITZACK and C.L. Monismith. "Thickness Design of Asphalt Pavements- The Asphalt Institute Method," Proceedings, 5th international conference on the structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1. 1982.

AI. Thickness Design- Asphalt Pavements for Highways and Streets, Manual Series No. 1, Asphalt Institute. 1991.

Capítulo 5: Empleo de geomallas de polipropileno como sistema de reforzamiento estructural de firmes.

Javier Santalla. Aumento de la vida útil del asfalto mediante el empleo de geocompuestos antireflexión de fisuras. Huesker Geosintéticos, S.A.

Montestruque, G. Simulación a través de Método de Elementos Finitos la inclusión de geomalla como sistema Anti Reflexión de Fisuras.

Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Catálogo de deterioros en pavimentos flexibles de carreteras mexicanas. Publicación Técnica No. 21. Querétaro, Qro. 1991.

Elsing, A., Asphalt Layer Polymer Reinforcement: Long term experience, new design method, recent developments.

De Vischer, J. Comparative low-temperature thermal cracking investigations on different reinforcing interface system.

Andrés Marín de la plaza. Empleo de geosintéticos en el refuerzo e impermeabilización de firmes. Nuevas tecnologías para la Conservación de Firmes. Técnico/ Departamento de Geosintéticos. COMPOSAN construcción Pp. 449- 458.

Timoshenko, S. and J. N. Goodier. Plane Stress and Plane Strain. Theory of Elasticity, McGraw-Hill, New York. 1951

Molenaar, A.A.A. Evaluation of Pavement Structure with Emphasis on reflective cracking. Proceedings of the 2nd International RILEM Conference: Reflective Cracking in pavements, Liege, Belgium, March, Rigo, J.M., and Francken, L. Editors, E & FN Spon, London, pp. 21-48.

Prieto, J. N., Gallego & Pérez, I. (2007) Application of the Wheel reflective cracking test for assessing geosynthetics in anti-reflection pavement cracking systems. Geosynthetics International, 14, No. 5.

N-CMT-6-01-004/13 CMT. Características de los materiales.6 Materiales Diversos. 01. Geosintéticos. 004 Geotextiles para Mezclas Asfálticas en Caliente.

N-CMT-6-01-001/13 CMT. Características de los materiales.6 Materiales Diversos. 01. Geosintéticos. 001 Geotextiles para Terracerías.

USACE (2003). "Use of Geogrids in Pavement Construction", Technical Letter No. 1110-1-189, Department of Army. Washington, USA. 38pp.

Capítulo 6: Resumen de resultados de secciones de construcción

Simulaciones numéricas realizadas aplicando el modelo de respuesta Alize III. Fuente propia.

Bibliografía de Páginas Web

2. <http://normas.imt.mx/publicaciones>
3. <http://www.reinforcement.ch/products/asphalt-reinforcement/application-areas-references/?L=1>
3. <http://www.fhwa.dot.gov/research/publications/downloads.cfm>
4. <http://www.tensarcorp.com/Systems-and-Products/GlasGrid-Pavement-Reinforcement-System>
5. <http://www.sg-adfors.com/Brands/GlasGrid>
6. <http://tti.tamu.edu/group/pavements/publications/>
7. <http://www.asphaltrs.co.uk/?productscontent=installation>
8. <http://www.rsta-uk.org/service/8.htm>
9. <http://www.civil.umaine.edu/everstressfe/>
10. <http://www.pavementinteractive.org/article/1993-aashto-flexible-pavement-structural-design/>
11. http://www.fomento.es/mfom/lang_castellano/direcciones_generales/carreteras/normativa_tecnica/pptg/pg3/

APÉNDICES Y ANEXOS



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Anexo A: Adherencia

1. Introducción

El riego de adherencia es un tratamiento auxiliar consistente en la aplicación de un ligante hidrocarbonado sobre una capa de un material tratado con un ligante bituminoso o con un conglomerante, previamente a la colocación sobre ella de otra capa bituminosa, con objeto de obtener una unión adecuada entre ambos.

2. Comportamiento estructural

El riego de adherencia no supone una aportación estructural por sí mismo. Sin embargo, el que las distintas capas que conforman el firme, en particular las de mezcla bituminosa, no estén adheridas implica una pérdida muy importante de la capacidad estructural del firme. Según el tipo de firme el despegue de capas puede llegar a ocasionar una reducción hasta del 90% de su vida útil⁷⁰.

3. Condiciones de adherencia entre capas

El comportamiento estructural de firmes flexibles o semirrígidos depende en gran manera de que las capas que lo constituyen trabajen en condiciones de plena adherencia entre capas. El extremo contrario es que las capas estén despegadas entre si y no exista un buen riego de adherencia y por lo tanto pueden deslizarse. Esta situación implica una menor vida del firme. Considerando que durante la obra se tengan buenas prácticas constructivas, en particular las relativas a los riegos de imprimación y adherencia, se admite que existe adherencia total entre dos capas del firme, excepto cuando se trate de dos capas de materiales tratados con cemento, en cuyo caso se admite que existe adherencia parcial⁷¹.

4. Recomendaciones de empleo

Los riegos de adherencia deberán ejecutarse siempre que vaya a extenderse una mezcla bituminosa, adecuando la dotación de emulsión entre 0.25-0.40 kg/m² de ligante residual en condiciones normales. También podrán emplearse emulsiones convencionales EAR-1 o ECR-1, mediante la extensión a través de una rampa dispuesta en la propia extendidora. Es muy importante que cuando se empleen sistemas de refuerzo, la adherencia de cada una de las capas de la estructura del firme exista perfecta adherencia entre éstas. Para ello es imprescindible que el producto a emplear posea un tratamiento bituminoso durante su proceso de fabricación de forma que favorezca la adherencia de toda la sección de firme.

⁷⁰ Miguel Ángel del Val Melús, Luis Alberto Solís, et al. Recomendaciones de proyecto de construcción de firmes y pavimentos, Junta de Castilla y de León. Valladolid. Anejos A.1 pp. 203-204, 2004.

⁷¹ Se puede suponer que en estos casos existen condiciones de adherencia/ deslizamiento en relación 50/50.

Prueba de Adhesión

A continuación, se describe un procedimiento de prueba para determinar si existe suficiente adhesión entre las capas. El espesor mínimo del revestimiento de la capa superficial o de rodadura debe ser de 3 cm. El siguiente procedimiento se puede utilizar para determinar si existe suficiente adhesión entre el sistema de reforzamiento y la capa subyacente⁷²:

1. Corte una muestra en forma cuadrada del material Glasgrid de un tamaño aproximado de un metro cuadrado.
2. Coloque la muestra sobre la superficie de la carretera que se va a pavimentar.
3. Aplique la presión vertical adecuada para activar totalmente el adhesivo sensible a la presión; por ej., por medio de un rodillo recubierto de caucho.
4. Introduzca el gancho de una balanza de resorte debajo del centro de la muestra de Glasgrid (Figura A.1).
5. Jale la balanza de resorte hacia arriba hasta que la muestra empiece a soltarse y registre la lectura observada.
6. En caso de que se requiera una fuerza de 20 lbs (9 kg) o más para soltar la muestra de la superficie de la carretera, se habrá creado suficiente adhesión y se podrá iniciar la operación de pavimentación.
7. En caso de que la muestra no tenga suficiente adherencia, identifique si existen problemas de limpieza o humedad y solúcelos antes de instalar el resto del material Glasgrid.

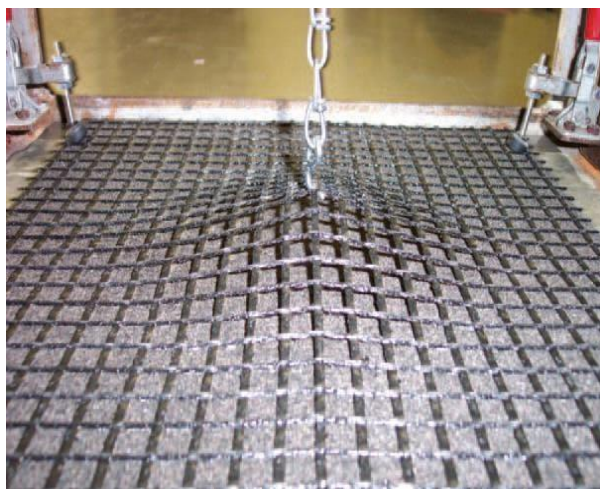


Figura A.1. Prueba de adhesión de geomallas.

⁷² Atracción molecular entre superficies de cuerpos distintos en el cual se mantienen unidas por fuerzas interfaciales.

Anexo B: Leyes de fatiga de materiales utilizados en pavimentos

Modos de fallo de materiales de la norma 6.1 IC

Los firmes de carreteras están compuestos por varias capas de diversos materiales que se caracterizan, fundamentalmente por su espesor, su módulo de elasticidad y su grado de unión con las capas adyacentes.

Los métodos multicapa elásticos suponen que el fallo del firme se produce por fatiga de alguna de sus capas. Esta suposición limita enormemente la similitud entre el resultado del método y la evolución real de un firme, que en muchas ocasiones antes que por fatiga falla por la aparición de roderas, fisuras de patología distintas a la fatiga, pulimentos de los áridos. Factores todos ellos que no se consideran en un modelo multicapa elástico, sino que se abordan mediante otros modelos diferentes.

La expresión matemática que gobierna la fatiga de un material debido a la aplicación reiterada de cargas, todas ellas menores que la carga de rotura, se denomina **ley de fatiga del material**.

En ensayo de laboratorio se han determinado las leyes de fatiga de distintos materiales de firmes, observándose que dependiendo del tipo de material, el parámetro crítico de deformación o tensión es diferente para cada uno de los materiales.

Leyes de fatiga de materiales granulares

1. Introducción

La zahorra natural es un material granular de granulometría continua formado por áridos no triturados, suelos y productos inertes de desecho industrial o mezclas de éstos.

La zahorra artificial es un material granular de granulometría continua formado por árido triturado total o parcialmente.

2. Comportamiento estructural

La zahorra natural se emplea normalmente en la formación de explanadas y las capas de subbase. En este sentido, la función estructural de una zahorra natural es la de asegurar un soporte de resistencia mecánica adecuada al pavimento.

El aporte estructural de la zahorra natural depende de sus características propias (granulometría y plasticidad), del espesor de la capa y, sobre todo, de la capacidad resistente del material subyacente. Así, a efectos de cálculo estructural, se admite que el módulo elástico de una zahorra natural es proporcional, con un factor multiplicador de 1.5 o 2, al módulo elástico de la capa inferior.

Las zahorras artificiales se emplean para la formación de capas de base o subbase con cualquier categoría de tráfico pesado.

Las zahorras artificiales son materiales sin cohesión que resisten por rozamiento interno. Por tanto, la aportación estructural de una capa de zahorra artificial dependerá de su espesor, de su coeficiente de rozamiento interno y de la capacidad resistente de la capa sobre la que se apoya. En este sentido, suele admitirse que el módulo elástico de una zahorra artificial es proporcional, con un factor multiplicador de 2 a 3, al módulo de la capa inferior.

3. Modo de fallo Zahorras

Suele adaptarse la ley de Brown Pell:

$$\epsilon_z = 0.0216 \cdot N^{-0.28}$$

Donde ϵ_z es la deformación unitaria vertical en la cara superior de la capa y N es el número de sollicitaciones del eje equivalente soportados hasta la fatiga.

4. Explanadas

Cuando están compuestas por material granular, se puede adoptar el mismo criterio de fatiga que en zahorras.

Modos de fatiga de Materiales estabilizados

1. Introducción

El **suelocemento** es el material para capa de firme resultante de la mezcla homogénea y uniforme de un suelo, cemento, agua y eventualmente aditivos, como un retardador de fraguado, realizada en central o en ocasiones in situ y convenientemente compactada, al que se le exigen una determinada resistencia mecánica y unas ciertas características de acabado.

2. Comportamiento estructural

Las reacciones de fraguado y el posterior endurecimiento del cemento convierten un material suelto, como es el suelo, en otro rígido, mucho más resistente. La estructura final depende, entre otros factores, del tipo de suelo. En los de grano fino, como los limosos y los arcillosos, se crea una matriz de tipo celular o de panal, cuyos huecos están ocupados por grupos de partículas de suelo poco cementadas entre sí.

Cuanto mejor graduada es la granulometría del suelo, más reducidos son los huecos entre sus partículas y más numerosos son los puntos de contacto, con lo que la cementación es más eficaz. Por ello, el suelocemento suele tener una resistencia y un módulo de elasticidad más reducidos que los de otros materiales como la gravacemento, en los que se utilizan áridos seleccionados con granulometría continua y un contenido muy limitado de finos.

La utilización típica del suelocemento es como subbase, e incluso como base en vías con tráficos pesados de intensidades medias o reducidas

3. Modo de fallo de Suelocemento

Suele emplearse la expresión:

$$\frac{\sigma_r}{R_F} = 1 - 0.080 \cdot \log N$$

Donde σ_r es la tensión radial de tracción en el fondo de la capa, y R_F es la resistencia a flexotracción a largo plazo del suelocemento, y puede tomarse como 0.9 MPa.

1. Introducción

La gravacemento es el material resultante de la mezcla homogénea y uniforme de áridos, cemento, agua y eventualmente aditivos, realizada en central con un contenido de cemento reducido (comprendido normalmente entre el 3 y 5% de la masa seca de los áridos) y un contenido de humedad que permite el paso de rodillos sobre ella. A dicha mezcla, convenientemente compactada, se le exige una determinada resistencia mecánica que la hace apta para ser utilizada en capas de base.

2. Comportamiento estructural

La gravacemento es un material de una gran rigidez (el módulo de elasticidad supera fácilmente los **20.000 MPa**), con una significativa resistencia a flexotracción y una apreciable capacidad de reparto de cargas. Dispuestas como capa de base en los firmes semirrígidos, estos materiales desempeñan un papel fundamentalmente estructural, absorbiendo la mayor parte de las tensiones procedentes del tráfico, y disminuyendo notablemente las tensiones transmitidas a las capas inferiores y a la explanada. Para que las tracciones en la gravacemento no sean demasiado elevadas, es conveniente que bajo un pavimento bituminoso tenga un espesor no inferior a 18-20 cm y que la subbase posea también una cierta rigidez, por lo que normalmente esta última se construye de suelocemento.

Bajo los pavimentos de hormigón no se requiere que la gravacemento tenga unas determinadas características estructurales, dado que la losa de hormigón absorbe prácticamente todas las tensiones originadas por las cargas del tráfico, sino que constituya una buena plataforma de trabajo y un apoyo estable a largo plazo. Al contrario que en los firmes semirrígidos, no es preciso que la subbase sea un suelocemento; la gravacemento puede apoyarse sobre una zahorra e incluso, en ocasiones, sobre la explanada. Además, basta que su espesor sea el mínimo constructivo (15 cm). En este caso se precisa que la gravacemento no sea erosionable en el contacto con la losa, para evitar el escalonamiento a largo plazo de las juntas.

3. Gravacemento

Suele emplearse la expresión:

$$\frac{\sigma_r}{R_F} = 1 - 0.065 \cdot \log N$$

Donde σ_r es la tensión radial de tracción en el fondo de la capa, y R_F es la resistencia a flexotracción a largo plazo de la gravacemento, y puede tomarse como 1.6 MPa.

1. Introducción

Se denomina **gravaemulsión** a una mezcla homogénea de áridos, emulsión bituminosa, agua y, eventualmente, aditivos que, convenientemente extendida y compactada, se utiliza para la construcción de capas inferiores de los firmes de carreteras.

2. Comportamiento estructural

Por su constitución, la gravaemulsión resiste aunando el rozamiento interno de una zahorra artificial con la cohesión proporcionada por el ligante bituminoso. Además, la gravaemulsión, por su impermeabilidad, protege a las capas granulares inferiores.

Aunque como todos los materiales bituminosos su comportamiento depende de las temperaturas y de los tiempos de aplicación de las cargas, el relativamente bajo contenido de ligante hidrocarbonado y el hecho de constituir siempre una capa inferior hacen que las variaciones de su rigidez no sean muy grandes. A efectos del cálculo, suele admitirse que el módulo elástico de una gravaemulsión tiene un valor de 3.000 MPa aproximadamente.

Suele emplearse el siguiente criterio de fallo:

En estos materiales no tiene sentido considerar el fenómeno de la fatiga, dada su estructura, la cual permite procesos de regeneración cuando suben las temperaturas. En firmes con capas de esta naturaleza, el dimensionamiento viene condicionado por las deformaciones verticales de compresión que se producen en las capas subyacentes o con menor capacidad de soporte de la sección del firme.

Leyes de fatiga de Mezclas bituminosas

1. Introducción

Se denomina **mezcla bituminosa en caliente** a la combinación de un ligante hidrocarbonado, áridos (incluido el polvo mineral) y, eventualmente, aditivos, de manera que todas las partículas del árido queden recubiertas por una película continua de ligante. Su proceso de fabricación implica calentar el ligante y los áridos y su puesta en obra se realiza a temperatura muy superior a la ambiente.

Los métodos multicapa elásticos suponen que el fallo del firme se produce por fatiga de alguna de sus capas. Esta suposición limita enormemente la similitud entre el resultado del método y la evolución real de un firme, que en muchas ocasiones, antes que por fatiga falla por la aparición de roderas, fisuras de patología distintas a la fatiga, pulimento de los áridos. La expresión matemática que gobierna la fatiga de un material debida a la aplicación reiterada de cargas, todas ellas menores que la carga de rotura, se denomina **ley de fatiga del material**.

2. Comportamiento estructural

Las mezclas bituminosas en caliente resisten por la cohesión que proporciona el ligante hidrocarbonado y por el rozamiento interno entre los áridos, predominando una u otra componente de resistencia según el tipo de mezcla, en particular su granulometría. Como todos los materiales tratados con ligantes bituminosos, el comportamiento de las mezclas bituminosas en caliente, en particular su módulo de deformación, varía según las condiciones de temperatura y de tiempo de aplicación de las cargas, de forma que se rigidizan al bajar las temperaturas y son más deformables al aumentar los tiempos de carga. Sin embargo, a efectos de cálculo suele simplificarse este comportamiento y se admite que las mezclas bituminosas en caliente convencionales tienen un módulo de elasticidad de 4.000 a 7.000 MPa aproximadamente. En estas recomendaciones no se considera el eventual empleo de mezclas bituminosas de alto módulo (con módulo de rigidez de 11.000 MPa).

En los firmes formados por materiales granulares y mezclas bituminosas en caliente, cuando éstas se colocan en espesores de 12-15 cm o superiores, representan la parte resistente más importante del firme. En estos casos la vida del firme depende en buena medida de la resistencia a fatiga de la mezcla bituminosa en caliente. Sin embargo, cuando la mezcla se coloca en espesores inferiores a los indicados y sobre soportes flexibles, su rigidez puede resultar excesiva, apareciendo un deterioro muy rápido, salvo que se adopten precauciones especiales en la formulación de la mezcla para garantizar su flexibilidad. En ensayos de laboratorio se han determinado las leyes de fatiga de distintos materiales de firmes, concluyendo que dependiendo del material, el parámetro crítico de deformación o tensión es diferente para cada uno de los materiales. A continuación se presentan leyes de fatiga generalmente aceptadas en el ámbito español.

Modelos de fallo de Mezclas bituminosas

Para mezclas bituminosas densas (AC D), Semidensas (AC S) o Gruesas (AC G), y otras mezclas bituminosas se pueden utilizar la ley de fatiga:

Dónde:

$$\epsilon_r = 6.925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0.27243}$$

ϵ_r : es la deformación unitaria radial en la fibra inferior de la capa y

N: es el número de sollicitaciones del eje equivalente soportadas hasta la fatiga

Para mezclas de alto módulo (MAM) puede emplearse la ley de fatiga anterior, con algunos cambios:

$$\epsilon_r = 6.617 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0.27243}$$

En el caso de mezclas bituminosas delgadas, para su rodadura, su ley de fatiga tiene poca importancia, dentro de tratarse de mezclas de calidad. Estas capas, por su delgado espesor y su posición, en la superficie del firme trabajan mayormente a compresión, por lo que su vida teórica a fatiga suele ser muy larga.

En cualquier caso, se puede utilizar la ley de fatiga siguiente cuando están fabricadas con betunes modificados con polímeros.

$$\epsilon_r = 7.195 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0.27243}$$

Leyes de fatiga de los materiales

A los efectos de un eventual dimensionamiento de las secciones mediante métodos analíticos, las características mecánicas de los materiales utilizados en el catálogo de secciones de firme, y de otros posibles materiales alternativos, quedan recogidas en la siguiente tabla:

Material		E (MPa)	Coefficiente de Poisson	Ley de Fatiga
Mezcla bituminosa en caliente	Tipo D y S	6,000 a 7,000	0.33	$\epsilon_r = 6.925 E^{-03} N^{-0.27243}$
	Tipo G		0.33	
Mezclas bituminosas discontinuas en capas de poco espesor (F y M)		4000 a 5000	0.35	(*)
Mezcla bituminosa drenante (PA)		3000 a 4000	0.35	(*)
Mezcla bituminosa abierta en frío (AF)		3000	0.35	(**)
Mezcla bituminosa de alto módulo (MAM)		11,000	0.30	$\epsilon_r = 6.617 E^{-03} N^{-0.27243}$
Suelocemento		4000 a 8000	0.25	$\delta_r = R_f(1-1/12 \times \text{Log } N)$
Gravacemento		17,000 a 30000	0.25	$\delta_r = R_f(1-1/15 \times \text{Log } N)$
Hormigón compactado		30000 a 40000	0.20	$\delta_r = R_f(1-K \times \text{Log } N)$
Gravaemulsión		30000 a 4000	0.35	(**)
Zahorra artificial		2 a 3 x $E_{inf} < 600$	0.35	$\epsilon_z = 2.16 E^{-02} N^{-0.28}$ $\delta_r \leq (\delta_z + 2.2E^{-03} h)$
Zahorra Natural		1.5 a 2 x $E_{inf} < 500$	0.40	$\epsilon_z = 2.1 E^{-02} N^{-0.24}$ $\delta_r \leq (\delta_z + 2.2 E^{-03} h)$
Suelo estabilizado in situ S-EST3		1000 a 3000	0.25	$\delta_r = R_f (1-1/12 \text{Log } N)$
Suelo estabilizado in situ S-EST2		200 a 600	0.35	
Suelo estabilizado in situ S-EST1		100 a 300	0.35	
Suelo Natural		10 x CBR < 250	0.35-0.45	$\epsilon_z = 2.1 E^{-02} N^{-0.24}$
Macizo semi-indefinido con E-3		200-250	0.30	
Macizo semi-indefinido E-2		80-100	0.40	
Macizo semi-indefinido con E1		40-50	0.40	

E_{inf} : módulo capa inferior δ_r : tensión radial de tracción en MPa $E-n$: Categoría de Expanda

N : Número de ejes equivalentes de 128 kN (13t) R_f : resistencia a flexo-tracción del material en MPa

ϵ : deformación unitaria h : espesor en cm de firme situado encima de la capa

(*): Dados los espesores habituales y las características mecánicas de estos materiales, su eventual agotamiento por fatiga no es crítico en el dimensionamiento, siempre que se garantice una correcta adherencia con la capa subyacente.

(**): En estos materiales no tiene sentido considerar el fenómeno de la fatiga, dada su estructura, la cual permite procesos de regeneración cuando suben las temperaturas. En firmes con capas de esta naturaleza, el dimensionamiento viene condicionado por las deformaciones verticales de compresión que se producen en las capas subyacentes o con menor capacidad de soporte de la sección del firme.

Tabla 10. Características mecánicas de los materiales utilizados en el catálogo de secciones de firme, y de otros posibles materiales alternativo.

Modos de fallo de materiales para la AASHTO 93

Modo de fallo del método Shell

Las ecuaciones que normalmente se aplican para predecir el modo de falla de mezclas bituminosas convencionales, es el método de Shell, donde en las abscisas se relaciona el Épsilon r (ϵ_r) de deformación tangencial y en las ordenadas el número de repeticiones de carga durante la vida útil de la mezcla bituminosa:

1. La expresión de SHELL

$$N = ((0.856 V_b + 1.08) (10^6 E)^{-0.36})^5 \cdot \epsilon^{-5}$$

Dónde:

V_b : es el % de betún en volumen y

E: es el módulo dinámico de la mezcla en Mpa.

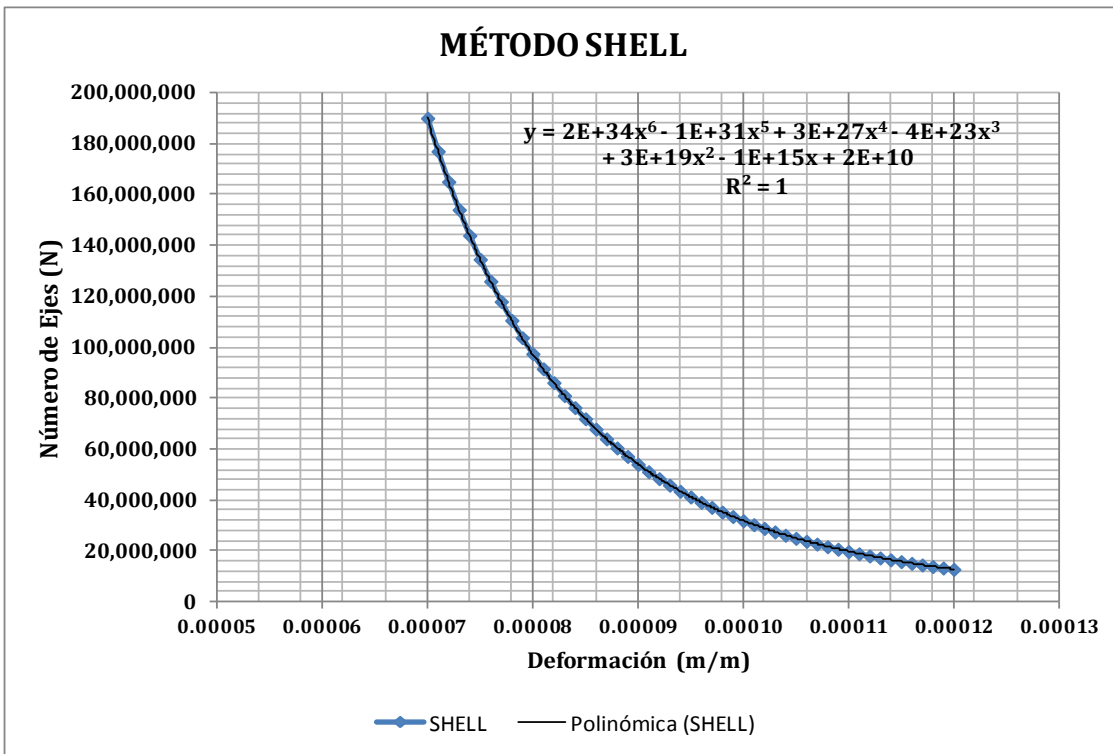


Figura B.1. Gráfica de modo de fallo de mezclas bituminosas por el método Shell.

Modo de falla del método del instituto del Asfalto

Por su parte el Instituto del Asfalto (AI) establece la siguiente expresión:

$$N = ((0.0796 \cdot C \cdot 0.145 E^{-0.854}) \cdot \epsilon^{-3.291})$$

Donde C es un factor de corrección expresado por:

$$C = 10^M$$

$$A = 4.84 \left(\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0.6875 \right)$$

Donde V_a y V_b son respectivamente el volumen de aire (huecos) y el volumen de betún. Para $V_a = y$ $V_b = M = y$ y $C = 1$ con lo que la expresión del AI se reduce a:

$$N = 0.0796 (\epsilon^{-3.291}) (0.145E)^{-0.854}$$

Los métodos anteriores permiten estimar el comportamiento a fatiga de cualquier tipo de Mezcla bituminosa, incluidas las Mezclas de Alto Módulo.

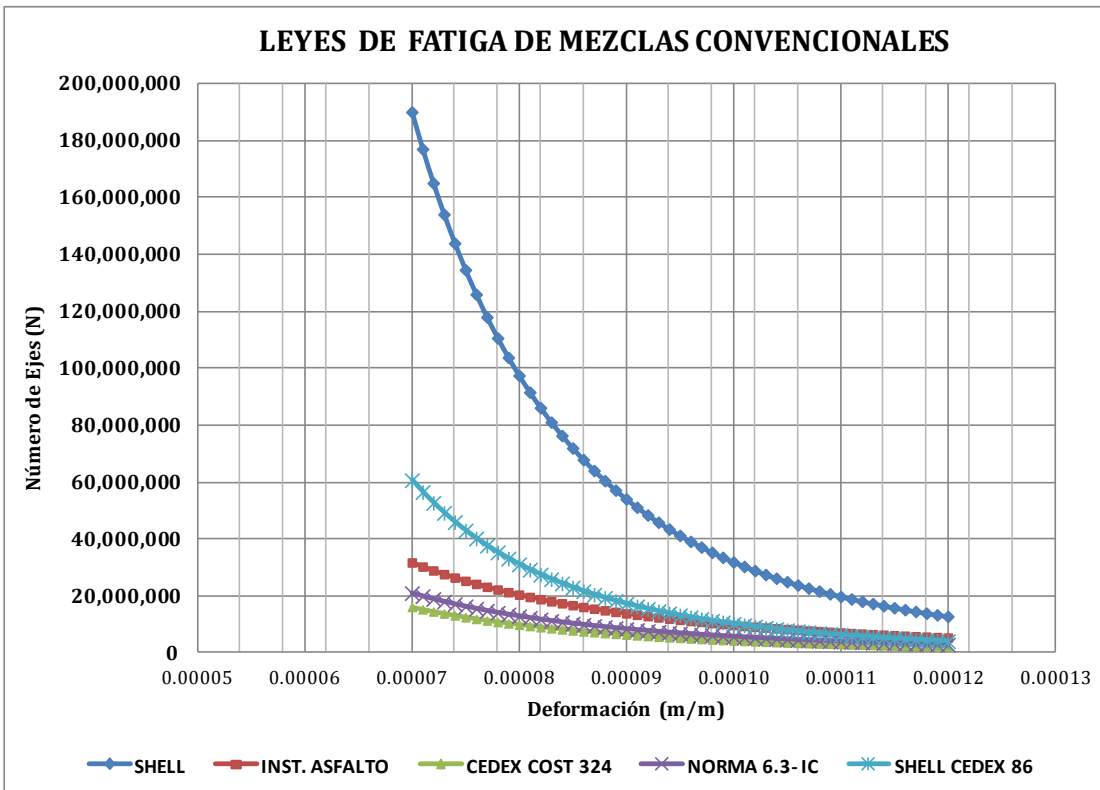


Figura B.2. Gráfica de modo de fallo de mezclas bituminosas de alto módulo.

• Valores de fatiga de mezclas convencionales

LEYES DE FATIGA	SHELL		INSTITUTO DEL ASFALTO			CEDEX COST 324		MOPU Norma 6.3-IC		SHELL CEDEX 86	
	Vb (%)	E (MPa)	Va (%)	Vb (%)	E (Mpa)	9.06 E-09	-3.6706	1.18 E-08	-3.6706	1.02 E-13	-5.0
			5	11	6000						
	11.00	6000	M=	0.0	C= 1.0						
3.195 E-13	-5.00	6.739 E-07		-3.291							
ϵ (m/m)	N		N			N		N		N	
0.000070	190,088,857		31,794,059			16,147,725		21,024,123		60,688,999	
0.000071	177,074,130		30,343,970			15,328,487		19,957,488		56,533,833	
0.000072	165,114,182		28,978,932			14,561,414		18,958,768		52,715,422	
0.000073	154,110,617		27,692,878			13,842,525		18,022,784		49,202,353	
0.000074	143,975,389		26,480,247			13,168,195		17,144,815		45,966,514	
0.000075	134,629,596		25,335,939			12,535,115		16,320,554		42,982,716	
0.000076	126,002,423		24,255,269			11,940,261		15,546,062		40,228,349	
0.000077	118,030,225		23,233,929			11,380,867		14,817,738		37,683,093	
0.000078	110,655,714		22,267,953			10,854,398		14,132,283		35,328,659	
0.000079	103,827,262		21,353,687			10,358,532		13,486,671		33,148,564	
0.000080	97,498,273		20,487,760			9,891,134		12,878,126		31,127,930	
0.000081	91,626,641		19,667,059			9,450,245		12,304,094		29,253,314	
0.000082	86,174,267		18,888,707			9,034,062		11,762,229		27,512,554	
0.000083	81,106,638		18,150,042			8,640,923		11,250,368		25,894,630	
0.000084	76,392,448		17,448,596			8,269,298		10,766,517		24,389,547	
0.000085	72,003,272		16,782,086			7,917,774		10,308,837		22,988,231	
0.000086	67,913,264		16,148,390			7,545,045		9,875,629		21,682,428	
0.000087	64,098,903		15,545,538			7,269,907		9,465,322		20,464,631	
0.000088	60,538,757		14,971,701			6,971,241		9,076,464		19,327,995	
0.000089	57,213,277		14,425,176			6,688,015		8,707,707		18,266,281	
0.000090	54,104,615		13,904,377			6,419,270		8,357,805		17,273,790	
0.000091	51,196,456		13,407,827			6,164,117		8,025,598		16,345,312	
0.000092	48,473,873		12,934,150			5,921,730		7,710,014		15,476,082	
0.000093	45,923,197		12,482,059			5,691,342		7,410,052		14,661,737	
0.000094	45,531,897		12,050,356			5,472,240		7,124,783		13,898,275	
0.000095	41,288,474		11,637,917			5,263,758		6,853,343		13,182,205	
0.000096	39,182,369		11,243,693			5,065,279		6,594,927		12,509,617	
0.000097	37,203,876		10,886,704			4,876,226		6,348,782		11,877,950	
0.000098	35,344,064		10,506,029			4,696,061		6,114,210		11,284,174	
0.000099	33,594,709		10,160,807			4,524,282		5,890,555		10,725,664	
0.000100	31,948,234		9,830,229			4,360,419		5,677,207		10,200,000	
0.000101	30,397,249		9,513,536			4,204,033		5,473,596		9,704,950	
0.000102	28,936,500		9,210,018			4,054,716		5,279,186		9,238,454	

Tabla B.1. Valores de fatiga de mezclas bituminosas convencionales.

Leyes de fatiga de mezclas de alto módulo

También se recogen las aplicaciones del método SHELL realizado por el CEDEX en sus estudios del año 1986 para el desarrollo de la Norma 6.1 y 2 IC/89.

$$\epsilon = 2.522E^{-03} N^{-02}$$

$$N = 1.02 E^{-13} \epsilon^{-05}$$

Y por último, la aplicación del mismo método hecha por **ACESA** empresa concesionaria de Autopistas para mezclas convencionales y Mezclas de Alto Módulo.

Mezcla convencional:

$$\epsilon = 2.49E^{-03} \cdot N^{-02}$$

$$N = 9.49 E^{-14} \epsilon^{-05}$$

Mezcla Alto módulo:

$$\epsilon = 1.94 E^{-03} \cdot N^{-02}$$

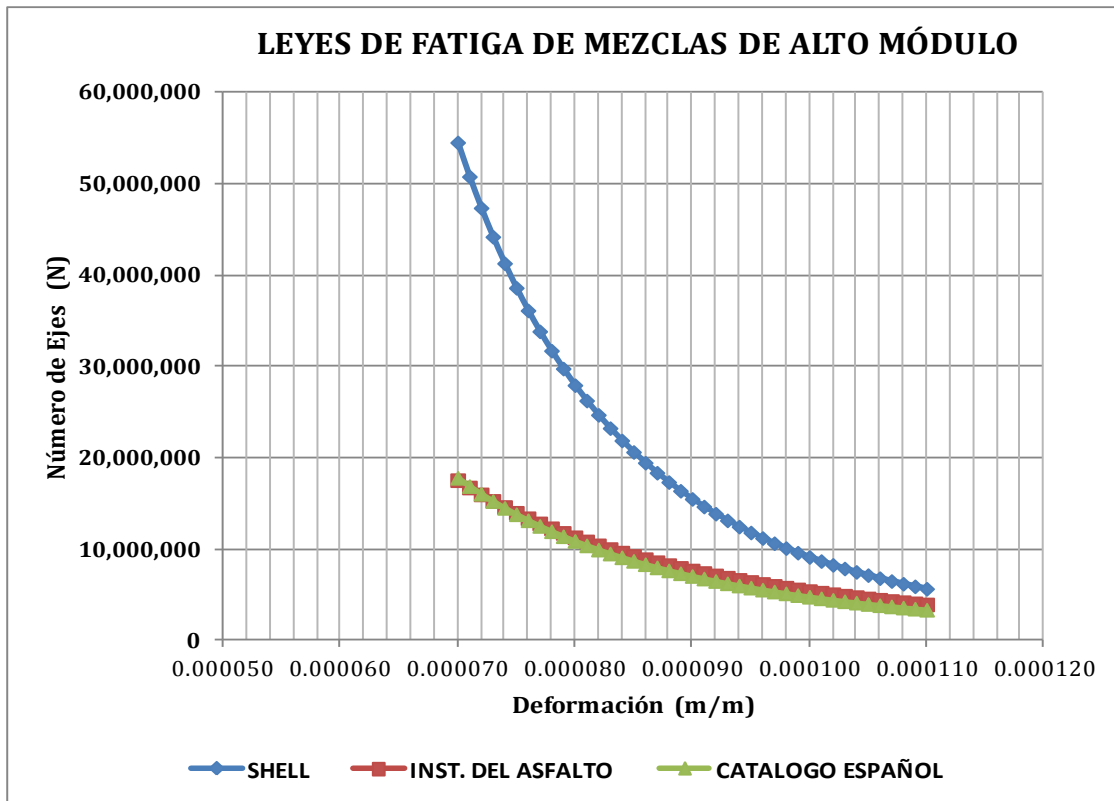


Figura B.3 Gráfica comparativa de Leyes de fatiga de mezclas de alto módulo.

- Valores de fatiga de mezclas de alto módulo

LEYES DE FATIGA	SHELL		INSTITUTO DEL ASFALTO			MOPU Norma 6.3 -IC
	Vb (%)	E (MPa)	Va (%)	Vb (%)	E (MPa)	$\epsilon_r = 6.617 \cdot E^{-0.3} \cdot N^{-0.27243}$
			5	11	6000	
	11.00	6000	M=	0.0	C= 1.0	
3.195 E-13	-5.00	6.739	E-07	-3.291		
ϵ (m/m)	N		N			N
0.000070	54,588,689		17,590,021			17,850,081
0.000071	50,851,190		16,787,761			16,944,460
0.000072	47,416,597		16,032,556			16,096,503
0.000073	44,256,653		15,321,048			15,301,813
0.000074	41,346,073		14,650,162			14,556,381
0.000075	38,662,199		14,017,075			13,856,549
0.000076	36,184,694		13,419,195			13,198,974
0.000077	33,895,281		12,854,140			12,580,598
0.000078	31,777,509		12,319,715			11,998,620
0.000079	29,816,551		11,813,899			11,450,472
0.000080	27,999,027		11,334,826			10,933,794
0.000081	26,312,843		10,880,775			10,446,420
0.000082	24,747,060		10,450,152			9,986,358
0.000083	23,291,765		10,041,486			9,551,769
0.000084	21,937,970		9,653,413			9,140,963
0.000085	20,677,510		9,284,667			8,752,377
0.000086	19,502,964		8,934,075			8,384,570
0.000087	18,407,576		8,600,549			8,036,206
0.000088	17,385,193		8,283,074			7,706,053
0.000089	16,430,199		7,980,709			7,392,967
0.000090	15,537,471		7,692,578			7,095,890
0.000091	14,702,321		7,417,863			6,813,837
0.000092	13,920,465		7,155,801			6,545,897
0.000093	13,187,975		6,905,683			6,291,220
0.000094	12,501,255		6,666,843			6,049,020
0.000095	11,857,001		6,438,662			5,818,560
0.000096	11,252,181		6,220,559			5,599,157
0.000097	10,684,008		6,011,990			5,390,174
0.000098	10,149,917		5,812,447			5,191,016
0.000099	9,647,547		5,621,453			5,001,128
0.000100	9,174,721		5,438,561			4,819,991
0.000101	8,674,895		5,255,669			4,638,854

Tabla B.2. Valores de fatiga de mezclas bituminosas de alto módulo.

Anexo C: Legislación de Geomallas SCT

Geomalla Biaxial BX-1200 o Similar, P.U.O.T.

A. Ejecución de Obra

La utilización y colocación de geomallas para aumentar la capacidad de carga en terrenos con poca capacidad de carga deberá cumplir con la Norma de Construcción B-CTR-PUE-1-02-007/07, además de cumplir con los requisitos de calidad de los geotextiles que utilicen para mezclas asfálticas en caliente en carpetas N-CMT-6-01-004/13; para requisitos de calidad de los geotextiles en Terracerías se aplicará la Norma N-CMT-6-01-001/13. Deberá ser un proveedor que garantice los requerimientos solicitados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría, en este caso podría ser Geomalla Biaxial BX-1200 o similar.

La Geomalla Biaxial BX 1200 es un producto desarrollado y diseñado para mejorar los suelos; como estabilizador de suelos blandos con tirante permanente de agua o sin él, con CBR= 4 o inferior. El uso de geomallas Tensar BX es ideal para zonas de desplante de pedraplenes, terraplenes y cuñas de sobreancho.

En los lugares donde se detecte la presencia de suelos blandos e inestables para el desplante de terraplenes y pedraplenes, ya sea que tengan o no tirante de agua permanente, se instalará una capa de Geomalla Tensar BX-1200, de acuerdo a las instrucciones del laboratorio, formando capas con material de buena calidad, bien sea producto de la excavación, mezclado con material de préstamo o únicamente material de préstamo. Las geomallas BX 1200 tendrán que cumplir con las especificaciones de materiales siguientes:

Geomalla BX 1200: es una malla polimérica biaxial formada por una red angular de elementos de tracción conectados en forma integral, con aberturas lo suficientemente grandes como para permitir la trabazón con el suelo (Trabazón mecánica positiva) las piedras o la tierra circundante, que funciona principalmente como un refuerzo.

Propiedades de Geomalla Biaxial BX 1200	Métodos de Prueba
Material Polimérico de Fabricación	Polipropileno
Módulo de Kinney	3.2 a 6.5 cm-kg/grado
Apertura nominal de la trama	25 x 33 mm
Eficiencia de nudo de la unión	93%
Punto de reblandecimiento	>232 °C
Rigidez Flexural	750,00 mg/cm
Rigidez de Secante E•A Tensión del 1%	4,600 x 4,600 ± 600 N/mm
Módulo inicial de esfuerzo	250 a 710 kN/m
Espesor de Material	De 1.27 a 1.42 mm
El suministro en rollos	De 4.0 de ancho x 50.0 a 75 m
Longitud	75- 100 m

Tabla C.1. Propiedades física-mecánicas de geomalla biaxial BX 200 de tensar.

- American Society for Testing and Materials⁷³.

ASTM	Métodos de Prueba
*Resistencia de absorción de carga de ruptura	Estándar ASTM 4632
Resistencia por uso en sentido longitudinal	Estándar ASTM D 4759
Resistencia por uso en sentido transversal	Estándar ASTM D 4759
Resistencia a la elongación	Estándar ASTM D 6637
*Resistencia Secante tensión del 1%	Estándar ASTM D 6637
Capacidad de transferencia de carga	Estándar GRI-GG2-87
Resistencia a la flexión estándar	ASTM D5732-95
Resistencia al movimiento rotatorio en plano aplicando un momento de 20 kg/cm (2m•N) en el empalme central de una sección de 22.86 x 22.86 cm.	Estándar ASTM D5818
Resistencia a la pérdida de capacidad de carga	
Resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando se sujete a 500 horas de exposición a la luz ultravioleta e intemperismo.	ASTM D4355
* Normas propuestas para la evaluación física-mecánica de geomallas biaxiales BX 1200.	

Tabla C.2. Pruebas mecánicas de geomallas en pruebas de ASTM.

Normas Relacionadas con Geomallas (GG)	
GG1	Resistencia a la tensión de la nervadura uniaxial o biaxial.
GG2	Resistencia de adhesión de la geomalla.
GG3a	Prueba de tensión de fluencia de geomallas rígidas (ASTM D 5262).
GG3b	Prueba de tensión de fluencia de geomallas flexibles.
GG4a	Determinación de la resistencia de diseño a largo plazo de la rigidez de la geomalla.
GG4b	Determinación de la resistencia de diseño a largo plazo de la flexibilidad de la geomalla.
GG5	Método de prueba para la adhesión de la geomalla.
GG6	Tipos de prueba de sujeción para usar ancho, largo de geomallas.
GRI-GG1-87	Esta prueba es aplicada a una sola costilla longitudinal (o nervio transversal) la prueba mide la fuerza de la costilla en las unidades de kN. Este valor se ajusta matemáticamente utilizando el modelo de la repetición de la geomalla a un valor unitario de las kN/m. Las uniones no están involucradas en la resistencia a la tensión aplicada.

⁷³ American Society for Testing and Materials, Annual Book of Standards. (ASTM) D4354-99, Standard Practice for Sampling of Geosynthetics for Testing (Reapproved 2009), EUA.

GRI-GG2-87	<p>Este ensaye es una prueba de resistencia a la unión de las conexiones entre los nervios o costillas longitudinales y transversales en las unidades de kN (o libras). Este valor se ajusta matemáticamente utilizando el modelo de la repetición de las uniones de la geomalla a un valor unitario de las kN m o lb/ft.</p> <p>La fuerza de la costilla sólo está implicada en la movilización de la tensión en las uniones. Cuando el valor de esta prueba se compara con los resultados de las pruebas de GG1 (sobre las costillas), se puede afirmar que tiene una fuerza de unión eficaz.</p>
-------------------	---

Tabla C.3. Normas relacionadas con geomallas biaxiales.

- **Propiedades mecánicas de geomalla de polipropileno**


Geomalla de Polipropileno 8501 TF	
Material	Propiedades
Rigidez de Secante EA Tensión del 1 % (MD x XD)	4,600 x 4,600 +/- 600 N/mm²
Refuerzo de fibra de vidrio con recubrimiento de polímero modificado y ligante adhesivo sensible a la presión.	

Figura C.1. Propiedades mecánicas de la geomalla de polipropileno con material adhesivo.

B. Medición

La medición se hará tomando como unidad el metro cuadrado (m²) de geomalla biaxial colocada y terminada en las características señaladas en el proyecto y/o ordenadas por la Secretaría y de acuerdo con lo señalado en el inciso I. de la Norma de Construcción N-CTR-PUE-1-02-007/07.

C. Base de pago

El pago se realizará para el metro cuadrado de geomalla biaxial colocada y terminada con las características señaladas en el proyecto y/o ordenadas por la Secretaría de acuerdo con lo señalado en el inciso J. de la Norma de Construcción N-CTR-PUE-1-02-007/07.

Anexo D: Norma N-CMT-6-01-004/13

Geotextiles para Mezclas Asfálticas en Caliente

A. Contenido

Esta norma contiene los requisitos de calidad de los geotextiles que se utilicen para mezclas asfálticas en caliente en carpetas o capas de rodadura en carretas.

B. Definición

Los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente son materiales compuestos por fibras poliméricas de origen sintético, superpuestos en forma laminar y orientados aleatoriamente, unidos por medios mecánicos o térmicos para formar estructuras no tejidas, continuas y flexibles resistentes a la tensión. Se usan para retardar la aparición de fisuras en carpetas o capas de rodadura con mezclas asfálticas en caliente.

D. Requisitos de Calidad

- D.1.** Los polímeros que se utilicen en la fabricación de geotextiles para mezclas asfálticas en caliente serán de polipropileno o poliéster.
- D.2.** La elongación de los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente, determinada mediante el procedimiento establecido en el Manual M-MMP-6-01-004, Resistencia a la Tensión Grab y Elongación, será igual que cincuenta (50) por ciento de su longitud original, o mayor.
- D.3.** La masa por unidad de área, la resistencia a la tensión Grab y la absorción de asfalto de los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente, determinados mediante los procedimientos establecidos en los Manuales M-MMP-6-01-002, Masa por Unidad de área de geosintéticos, M-MMP-6-01-004, Resistencia a la tensión Grab y Elongación, y M-MMP-6-01-010, Absorción de asfaltos en geotextile, respectivamente, cumplirán con lo indicado en la Tabla D.1 de esta norma.

Requisito	Valor mínimo por rollo
Masa por Unidad de Área, en g/m ²	140
Resistencia a la tensión Grab, en N	450
Absorción de asfalto, l/m ²	0.9- 1.1

Tabla D.1. El valor mínimo por rollo se considera en la dirección principal más débil del geotextil y corresponde al valor promedio del lote de un mismo tipo de geotextil menos dos veces la desviación estándar de los resultados de las pruebas realizadas a todos los rollos muestreados del lote,

- D.4.** Los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente no se fundirán al ser sometidos a una temperatura igual que la de elaboración de la mezcla asfáltica más veinte (20) por ciento, durante treinta (30) minutos.

F. Transporte y Almacenamiento

Con el propósito de evitar el deterioro de los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente antes de su utilización en la obra, se tendrá cuidado en su transporte, descarga y almacenamiento, atendiendo los siguientes aspectos:

F.1. El vehículo en el que se transporten los rollos del geotextil para mezclas asfálticas en caliente, tendrá la longitud necesaria para proporcionales apoyo continuo y evitar que se flexionen y se dañen durante el traslado.

F.2. Serán almacenados en sitios cercanos al frente de trabajo, sobre superficies sensiblemente planas y libres de piedras u otros objetos que pueden danar el geotextil para mezclas asfálticas en caliente.

F.3. Los rollos de geotextil para mezclas asfálticas en caliente se depositarán horizontalmente en lugares totalmente cubiertos para evitar su exposición prolongada a la luz solar, y permanecerán elevados del piso para protegerlos de danos debidos a la humedad, sustancias químicas como ácidos o bases fuertes, fuego, temperaturas mayores de 70 grados Celsius o menores de 0 grados Celsius.

F.4. Se asegurara el aplicado de los rollos de geotextil para mezclas asfálticas en caliente, con cuñas o bloques de madera en los bordes de pilas para impedir el deslizamiento de los rollos, evitando el uso de piedras, estacas metálicas u otros elementos que los puedan dañar.

G. Criterios de Aceptación y Rechazo

G.1. Para que los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente sean aceptados por la Secretaria, es necesario que cumplan todos y cada uno de los requisitos de calidad establecidos en esta Norma según el tipo de geotextil para mezclas asfálticas en caliente indicado en el proyecto. Además, con el objeto de controlar la calidad de los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente, el contratista realizara las pruebas necesarias en el número de rollos de cada lote de un mismo tipo de geotextil para mezclas asfálticas en caliente establecido en la tabla D.2 de esta Norma, seleccionándolos al azar conforme a lo indicado en el Manual M-CAL-1-02, Criterios estadísticos de muestreo, para comprobar los requisitos de calidad establecidos en esta Norma entregando a la Secretaria los resultados en la forma que esta indique.

Numero de rollos del lote	Rollos por seleccionar
1 a 200	1
201 a 500	2
501 a 1000	3
1001 o más	4

Tabla D.2. Número de rollos por seleccionar de cada lote de un mismo tipo de geotextil para mezclas asfálticas en caliente.

G.3. Además, para un lote de rollos de un mismo tipo de geotextil para mezclas asfálticas en calientes sea aceptado, es requisito indispensable entrega a la Secretaria un certificado de calidad emitido por el fabricante, que avale el cumplimiento de todos y cada uno de los requisitos de calidad establecidos en esta Norma y que incluya los valores y resultados de las pruebas que le hayan sido efectuadas a los geotextiles para mezclas asfálticas en caliente. Esta información será avalada y certificado por algún organismo nacional o internacional, o por un laboratorio, que este reconocido por la Secretaria⁷⁴⁷⁵⁷⁶.

⁷⁴ American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) M288-06, Standard Specification Geotextile Specification for Highway Applications, EUA.

⁷⁵ N-CMT-6-01-004/13 CMT. Características de los materiales.6 Materiales Diversos. 01. Geosintéticos. Cap. 004 Geotextiles para Mezclas Asfálticas en Caliente.

⁷⁶ American Society for Testing and Materials (ASTM) D4354-99, Standard Practice for Sampling of Geosynthetics for Testing (Reapproved 2009), EUA.

Anexo F: Construcción de tramos a escala real

En la carreta de río de Janeiro- Teresópolis bajo la administración de la Concesionaria CRT fue construido un tramo experimental a escala real, de 100 m de longitud, de los cuales 50 m fueron rehabilitados de forma convencional y los otros 50 m, con la aplicación de la geomalla como capa intermediaria entre el fresado del revestimiento antiguo que se encontraba severamente agrietado y la nueva capa asfáltica. El trecho experimental con geomalla y sin geomalla fue sometido a un ensayo acelerado a través de un simulador de tránsito del tipo HVS. La utilización de simuladores de tránsito para realización de ensayos acelerados viene cada vez más difundida como una herramienta de apoyo al proceso de toma de decisiones principalmente cuando se prueban nuevos materiales.

En el primer tramo experimental fue fresado 6 cm y repuesto con un espesor de 6 cm en concreto bituminoso usado en caliente. En el segundo tramo experimental fue fresado 7 cm del revestimiento antiguo, donde 1 cm fue para aplicación de una capa fina de regularización para recibir la geomalla en seguida fue instalada la geomalla (Hatelit C 40/17), y sobre esta se aplicó 6 cm de concreto bituminoso usinado a caliente.

El ensayo tubo como criterio de finalización cuando la superficie del pavimento alcanzara un área agrietada del 40%. El primer tramo experimental presentó 40% del área dañada por reflexión de grietas subyacentes con 192,000 ciclos de carga de 6.6 tf en el semi-eje sobre el pavimento. Esa área agrietada fue determinada a través de un molde cuadrado de área de 1 m² con sección de 10 x 10cm, cantidad colocada sobre el área simulada. Con eso fue posible verificar los tipos de grieta, dirección y la cantidad de grietas de cada cuadrado.

El segundo tramo experimental presentó aproximadamente 40% del área agrietada con 242,000 ciclos con el mismo eje de carga de 6.6 tf del semi-eje sobre el pavimento. El desempeño de la geomalla hubiera sido mucho mayor, porque fue constado después de la extracción de una placa del revestimiento asfáltico que el agrietamiento era superficial, con grietas surgiendo de arriba hacia abajo. Este tipo de agrietamiento fue atribuido a una fatiga prematura de la mezcla asfáltica debido a una oxidación del asfalto durante el proceso de preparación de la mezcla asfáltica en la usina⁷⁷.

Los productos de reforzamiento proporcionan resistencia al agrietamiento por fatiga y minimizan la fractura debido a movimientos diferenciales de larga duración en la sub-rasante de la estructura de un pavimento.

⁷⁷ FRITZEN M.A. 2005. Evaluación de solución de refuerzo de pavimento asfáltico con simulador de tráfico en la autopista Rio Teresópolis". Tesis de Maestría, Universidad Federal de Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- **Procedimiento de instalación de geomallas**

La aplicación de geomallas de polipropileno y fibra de vidrio para la rehabilitación de pavimentos, ha resultado un método innovador y eficiente. Se observa en las imágenes como se aplica un riego adherente, posteriormente se instala la geomalla y finalmente se tiende, arma y compacta el concreto asfáltico.



Figura F.1 Metodología de instalación de geomallas en el concreto asfáltico.

Apéndice 1: Tráfico acumulado


1. Cálculo de Tráfico Acumulado Norma 6.1 -IC

Se considera una vida de servicio de 20 años, y un tráfico T1 (máximo 2000 vehículos pesados/ día) y una Explanada E₂, a lo largo del periodo de vida el carril de cálculo soportará 10.79⁶ vehículos pesados.

Año	IMD pesados/ carril de proyecto	Vehículos Pesados /año	Tráfico acumulado
2013	1090	397,850	397,850
2014	1134	413,764	811,614
2015	1168	426,177	1,237,791
2016	1203	438,962	1,676,753
2017	1239	452,131	2,128,884
2018	1276	465,695	2,594,579
2019	1314	479,666	3,074,245
2020	1354	494,056	3,568,301
2021	1394	508,878	4,077,179
2022	1436	524,144	4,601,322
2023	1479	539,868	5,141,191
2024	1523	556,064	5,697,255
2025	1569	572,746	6,270,001
2026	1616	589,929	6,859,929
2027	1665	607,626	7,467,556
2028	1715	625,855	8,093,411
2029	1766	644,631	8,738,042
2030	1819	663,970	9,402,012
2031	1874	683,889	10,085,900
2032	1930	704,406	10,790,306

Tabla 1. Tráfico acumulado de la Norma 6.1 IC

12. Determinación del tránsito acumulado AASHTO 93

		DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO ACUMULADO. EJES ESTANDAR DE 8.2 TON. MÉTODO AASHTO (1993), PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS			
OBRA	AUTOPISTA FEDERAL N°015 D A2S				
TRAMO	MAZATLÁN- CULIACAN	DEL KM. 0+000-181+500			
ORIGEN	MAZATLÁN- ENT. VENADILLO A ENT. LA CRUZ				

A. DATOS					C. TRÁNSITO EN MILES DE EJES ACUMULADOS (ΣL)				
TDPA (2) en el año 2010:	5089	% vehículos vacíos (Vv):	3%	0.03	AÑO	TDAPn	CAT	ΣLci	ΣLcc
D=	0.50	% vehículos c/sobrecarga (Vsc):	15%	0.15	0	2012	2501	0	0
Fc=	0.90	Sobrecarga máxima:	30%	0.30	1	2013	2614	365	1,612,473
TDA _{Pi} (1) vehículos	2614	Horizonte Años	30	r %	2	2014	2732	746	3,295,629
		Lanes / Sentido	2			2015	2855	1145	5,058,305
		Composición				2016	2984	1562	6,900,500
		Ap+ Ac	B2+B3	C2+C3	T-S	2017	3119	1997	8,822,214
		60%	14.0%	8.0%	18.0%	2018	3260	2452	10,832,283
		1.045				2019	3407	2927	12,930,707
B. EJES EQUIVALENTES PROPORCIONALES					2020	3561	3424	15,126,320	15,151,209
Vehículos	%DSL _N	COMPOS	FEC _v	FECL	FEC _{sc}	FECL _p	FECC _p		
Ap	0	40.00%	0.00002	0.00132	0.0090	0.0000	0.00000		
Ac	50	20.00%	0.00226	0.06207	0.0798	0.0062	0.00608		
B2	60	2.00%	0.60762	4.28237	4.6940	0.0514	0.04929		
B3	60	12.00%	0.17414	3.47947	3.9540	0.2505	0.24082		
C2	80	5.00%	0.18491	4.28237	6.1490	0.1713	0.17094		
C3	80	3.00%	0.0860	3.47947	4.6510	0.0835	0.08227		
T2-S1	80	2.00%	0.10685	6.77595	10.9600	0.1084	0.11052		
T2-S2	80	2.00%	0.12487	6.40491	8.6200	0.1025	0.10106		
T3-S2	80	4.00%	0.09055	5.60201	7.8530	0.1793	0.17799		
T3-S3	80	3.00%	0.08735	4.68669	7.6050	0.1125	0.11475		
C3-R2	100	3.00%	0.13770	14.8855	15.5290	0.4466	0.42361		
T3S2R4	100	4.00%	0.10092	4.44763	14.1240	0.1779	0.21549		
Σ		Sumas	100%			1.690	1.693		

Fórmulas

FECC_p = %DSL_N x COMPOS x (Vv x FEC_v + (1-Vv-Vsc) x FECL + Vsc x FEC_{sc})

FECL_p = %DSL_N x COMPOS x FECL

TDAP_n = TDAP_{n-1} x (1 + r)

CAT = 365 x ((1 + r)ⁿ - 1) / r

ΣL_{ci} = TDAP_i x CAT x FECL_p

20	2032	5787	11451	50,587,469	50,670,704
21	2033	6048	12331	54,475,074	54,564,706
22	2034	6321	13251	58,539,389	58,635,708
23	2035	6606	14212	62,784,832	62,888,136
24	2036	6904	15217	67,224,654	67,335,263
25	2037	7215	16266	71,858,857	71,977,091
26	2038	7540	17363	76,705,110	76,831,319
27	2039	7880	18510	81,772,251	81,906,797
28	2040	8235	19708	87,064,696	87,207,950
29	2041	8606	20959	92,591,281	92,743,628
30	2042	8994	22268	98,374,094	98,535,956

Tabla 2. Tráfico acumulado de proyecto de la AASHTO 93.

1. Composición Vehicular del tramo Carretera Mazatlán- Culiacán


	115 Carretera: Mazatlán- Culiacán (MEX-015D) Caseta: Mármol Movimiento: El Venadillo- Entroque La Cruz Km: 25+150											
	Clasificación Vehicular en Por ciento											VTA
5,089	A	AR	B	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	1,857,564
	56.5	1.4	12.0	2.6	2.2	0.2	15.3	3.0	0.3	0.1	4.7	
Volumen de Tránsito Mensual en Por ciento 2010												
5,089	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	8.8	7.1	7.9	8.5	8.3	8.0	10.0	8.6	6.6	7.4	7.6	11.2

Tabla 3. Estaciones permanentes de conteo en Autopistas y puentes de Cuota 2003⁷⁸.


	111 Carretera: Mazatlán- Culiacán (MEX-015D) Caseta: Mármol Movimiento: El Venadillo- Entroque La Cruz Km: 25 +150											
	Clasificación Vehicular en Por ciento											VTA
3,725	A	AR	B	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	1,359,653
	59.4	0.7	8.9	7.5	2.9	3.8	8.8	2.8	0.4	1.1	2.2	
Volumen de Tránsito Mensual en Por ciento 2003												
3,725	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	9.6	6.4	7.4	9.2	7.7	7.2	9.1	8.6	8.3	8.5	8.4	9.6

Tabla 4. Estaciones permanentes de conteo en autopistas y puentes de Cuota 2010⁷⁹.

⁷⁸ SCT. Volúmenes de tránsito Registrados en las Estaciones permanentes de conteo de vehículos.2010. pp. 5-101

⁷⁹ SCT. Volúmenes de tránsito Registrados en las Estaciones permanentes de conteo de vehículos.2010. pp. 5-101