



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

**USO DE GEOSINTÉTICOS EN LA
ESTABILIZACIÓN DE SUELOS
DEFORMABLES Y POCO RESISTENTES
PARA APOYAR TERRAPLENES
EN MÉXICO**

Tesis que para obtener el título de
Ingeniero Civil

Presenta

Iván Vázquez Hernández

Asesor

M.I. Gabriel Moreno Pecero



Ciudad Universitaria, México, D.F. Noviembre 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/061/13

Señor
IVÁN VÁZQUEZ HERNÁNDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. GABRIEL MORENO PECERO, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"USO DE GEOSINTÉTICOS EN LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS DEFORMABLES Y POCO RESISTENTES PARA APOYAR TERRAPLENES EN MÉXICO"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES
- III. MÉTODOS TRADICIONALES PARA MEJORAMIENTO DE SUELOS DEFORMABLES Y POCO RESISTENTES
- IV. GEOSINTÉTICOS EMPLEADOS EN ESTABILIZAR SUELOS DEFORMABLES Y POCO RESISTENTES
- V. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE UN CASO DE APLICACIÓN
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 3 de octubre del 2013.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

“Yo creo que ser de clase media en un país con más de 50 millones de pobres es ser privilegiado. Y los privilegiados tienen la obligación de regresar algo al país que les ha permitido obtener esa posición. Porque, ¿para qué sirve la experiencia, el conocimiento, el talento, si no se usa para hacer de México un lugar más justo? ¿Para qué sirve el ascenso social si hay que pararse sobre las espaldas de otros para conseguirlo? ¿Para qué sirve la educación si no se ayuda a los demás a obtenerla? ¿Para qué sirve la riqueza si hay que erigir cercas electrificadas cada vez más altas para defenderla? ¿Para qué sirve ser habitante de un país si no se asume la responsabilidad compartida de asegurar vidas dignas allí?”

Denise Dresser, El País de Uno

Agradecimientos

A Dios, por prestarme la vida y derramar sus bendiciones sobre mí, por permitirme estar en esta etapa de mi existencia compartiendo un logro que es de todos los que han contribuido para que sucediera.

A mi señor padre, **Edilberto Vázquez Arellano**, y señora madre, **Georgina Hernández Vázquez**, por ser quienes me dieron la vida y ser los mejores maestros que he tenido, por apoyar las decisiones que tomo y las aventuras que he emprendido, por darme todo el amor y por inculcarme los valores que sirvieron para hacer un hombre de bien.

A mi hermano, **Edilberto Vázquez Hernández**, y mi hermana, **Liliana Vázquez Hernández**, porque están a mi lado, a la distancia, pero siempre en mis pensamientos, por su apoyo incondicional, por los ánimos que me dan cada vez que nos vemos y por la bendición de traer nuevas vidas que son y serán parte de mi sangre.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a la Facultad de Ingeniería, por brindarme su gran infraestructura y apoyos académicos, políticos, culturales y sociales sin distinción alguna. A mi tutor y director de tesis, por haberme guiado en este cambio importante de la vida, porque me vio llegar siendo un niño aún y me vio crecer personal y profesionalmente. A mis profesores, por los valiosos consejos compartidos y conocimientos transmitidos. A mis amigos y compañeros, por compartir las aulas y sus puntos de vista, porque a pesar de ser tan diferentes, al final buscamos un México mejor. A todas las personas que me acompañaron durante mi travesía en la Universidad, por darme un poquito de ustedes.

A la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en especial al personal del Departamento de Geotecnia y Pavimentos de la Dirección General de Carreteras, por apoyarme en la realización de este escrito y por compartir la valiosa experiencia que poseen, además por permitirme enseñar lo poco que sé a las nuevas generaciones del Servicio Social que ahí se incorporan.



Introducción.....	1
I. Antecedentes.....	5
A. Geosintéticos.....	6
1. Historia de los geosintéticos.....	6
2. Propiedades generales de los geosintéticos, a partir de su naturaleza polimérica.....	7
3. Clasificación y aplicación a las vías terrestres.....	8
a. Geotextiles.....	8
1) Aplicaciones.....	8
a) Separación-refuerzo.....	8
b) Drenaje en vías.....	9
c) Carpeta asfáltica.....	9
b. Geomembranas.....	10
1) Aplicaciones.....	10
c. Geomallas.....	10
1) Aplicaciones.....	11
a) Elementos para estabilizar el sistema de fuerzas presente en muros y taludes.....	11
b) Terraplenes reforzados sobre suelos deformables y poco resistentes.....	12
d. Geomanta.....	12
1) Aplicaciones.....	12
a) Protección contra erosión.....	12
e. Geoceldas.....	13
1) Principales usos.....	13
f. Geocompuestos.....	14
4. Desarrollo tecnológico.....	14
B. Carreteras.....	15
1. Importancia de las carreteras.....	15
a. Importancia económica.....	17
1) Carreteras de penetración económica.....	17
2) Carreteras para zonas en pleno desarrollo.....	17
b. Importancia social.....	18
1) Carreteras de función social.....	18
2. Breve historia de las carreteras.....	18
a. Carreteras en el mundo.....	18
b. Carreteras en México.....	19
3. Situación actual de la red carretera nacional.....	22



4. Desarrollo carretero.....	23
a. Plan Nacional de Desarrollo.....	23
1) Programa Nacional de Infraestructura 2007-2012 (Sector Comunicaciones y Transportes).....	24
a) Modernizaciones: ampliaciones y rectificaciones.....	26
b) Caminos nuevos.....	27
C. Terreno de cimentación.....	28
1. Tipos de terreno de cimentación.....	28
a. Cimentación de carreteras sobre rocas.....	28
1) Rocas ígneas.....	29
2) Rocas sedimentarias.....	29
3) Rocas metamórficas.....	29
b. Cimentación de carreteras sobre suelos.....	30
1) Suelos friccionantes.....	31
2) Suelos de baja compresibilidad.....	32
3) Suelos de alta compresibilidad.....	32
2. Principales problemas que se presentan en la construcción y operación de obras viales sobre terrenos deformables y poco resistentes.....	32
a. Problemas durante la construcción.....	32
b. Problemas durante la operación.....	33
D. Terraplén.....	34
1. Materiales.....	34
a. Material compactable.....	34
b. Material no compactable.....	36
2. N-CMT-1-01/02.....	36
a. Contenido.....	36
b. Definición y clasificación.....	36
c. Requisitos de calidad.....	36
d. Criterios para aceptación o rechazo.....	37
II. Métodos tradicionales para mejoramiento de suelos deformables y poco resistentes.....	38
A. El agua en las carreteras.....	40
1. Drenaje superficial.....	42
a. Obras mayores de drenaje.....	42
b. Obras menores de drenaje.....	42



c. Obras complementarias de drenaje.....	43
1) El bombeo.....	44
2) Las guarniciones.....	44
3) Los bordillo.....	44
4) Los lavaderos.....	45
5) Las bajadas.....	46
6) Las bermas.....	46
7) La vegetación.....	47
8) Los bordos.....	47
9) Las cunetas.....	47
10) Las contracunetas.....	48
2. Métodos de subdrenaje en las carreteras.....	49
a. Capas permeables en pavimentos.....	49
b. Subdrenes longitudinales de zanja.....	51
c. Subdrenes interceptores transversales.....	52
d. Drenes de penetración transversal.....	52
e. Pozos de alivio.....	53
f. Capas permeables profundas con remoción de material.....	54
g. Trincheras estabilizadoras.....	55
h. Galerías filtrantes.....	56
B. Remoción.....	57
1. Remoción por excavación.....	57
a. Excavación completa.....	57
b. Excavación parcial.....	57
2. Desplazamiento.....	57
a. Desplazamiento por peso del terraplén, con o sin sobrecargas.....	58
b. Con explosivos.....	59
1) Barrenación en el frente de avance.....	59
2) Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.....	60
3) Método de New Hampshire.....	60
4) Método alemán.....	61
C. Tratamiento del terreno.....	62
1. Por requerimientos de estabilidad.....	62
a. Construcción anticipada o por etapas.....	62
b. Uso de materiales ligeros.....	63



c. Colocación de bermas o uso de taludes muy tendidos.....	63
2. Por requerimientos de asentamiento.....	63
a. Uso de sistemas de precarga.....	64
b. Compactación con equipos pesados.....	67
3. Por requerimientos de estabilidad y asentamiento.....	68
a. Drenes verticales de arena.....	68
D. Estabilización de suelos.....	70
1. Estabilización mecánica.....	71
2. Estabilización con cemento.....	72
3. Estabilización con cal.....	73
4. Estabilización con asfalto.....	74
5. Otros métodos de estabilización.....	76
a. Estabilizantes químicos.....	76
1) Ácido Fosfórico y Fosfatos.....	77
2) Cloruro de Sodio.....	77
3) Sulfatos de Calcio (Yeso) y Cloruro de Calcio.....	77
4) Hidróxido de Sodio (sosa cáustica).....	77
5) Resinas y polímeros.....	78
b. Estabilizantes físicos.....	78
1) Estabilización térmica por calentamiento.....	78
2) Estabilización térmica por enfriamiento.....	79
III. Geosintéticos empleados en estabilizar suelos deformables y poco resistentes.....	80
A. Geomalla y geotextil.....	81
1. Principios de funcionamiento.....	83
a. Fricción.....	83
b. Confinamiento.....	87
2. Investigación.....	87
a. Experimentación.....	88
b. Ajustes a modelos matemáticos.....	98
3. Método de diseño.....	98
a. Giroud-Han.....	98
1) Calibración y validación.....	103
2) Expresión del método en función del CBR.....	106
3) Limitantes de aplicación.....	107



4) Ejemplo de cálculo empleando diferentes geomallas.....	108
B. Ventajas y desventajas en la estabilización de terraplenes con el uso de geosintéticos.....	110
a. Técnicas.....	110
b. Económicas.....	111
<i>IV. Proyecto y construcción de un caso de aplicación.....</i>	114
A. Proyecto.....	115
1. Generalidades del tramo.....	115
a. Localización.....	115
b. Geografía.....	116
c. Geología.....	117
2. Estudio geotécnico.....	118
a. Estudio de las características geotécnicas del terreno de cimentación.....	118
b. Análisis geotécnico.....	135
1) Alternativas de solución.....	142
c. Bancos de materiales para terracerías.....	154
3. Ingeniería de tránsito.....	159
a. Datos viales editados por la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.....	159
1) Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA).....	162
2) Tasa de crecimiento anual.....	162
3) Composición vehicular.....	163
4. Diseño de la estructura de pavimento.....	164
a. Método del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.....	164
b. Método de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).....	173
4. Proyecto de pavimento.....	177
a. Cantidades de Obra.....	177
b. Bancos de materiales para pavimento.....	179
B. Proceso constructivo.....	180
<i>V. Conclusiones.....</i>	187
Bibliografía.....	192



Listado de Figuras	Pág.
Figura 1.1. Separación-refuerzo con uso de geotextiles.....	8
Figura 1.2. Drenaje en vías, uso de dren Francés.....	9
Figura 1.3. Geotextil usado en la rehabilitación de pavimentos.....	9
Figura 1.4. Aplicación de geomembrana en un relleno sanitario, Yuriria, Guanajuato.....	10
Figura 1.5. Geomallas: uniaxial, biaxial y la denominada Triaxl.....	10
Figura 1.6. Geomalla tipo uniaxial en la construcción de un muro mecánicamente estabilizado en el Libramiento de Jalapa, Veracruz.....	11
Figura 1.7. Colocación de geomalla tipo biaxial en la fachada del muro mecánicamente estabilizado en el Libramiento de Jalapa, Veracruz.....	11
Figura 1.8. Uso de geomalla Triaxl en la modernización de la carretera Ébano – Tampico.....	12
Figura 1.9. Colocación de geomanta; protección contra la erosión.....	13
Figura 1.10. Geocelda, geosintético utilizado para la prevención de la erosión.....	13
Figura 1.11. Km construidos de carreteras hasta el año 2010.....	22
Figura 1.12. Corredores troncales en la República Mexicana al año 2006.....	25
Figura 1.13. Corredores troncales en la República Mexicana contemplados al año 2012.....	26
Figura 1.14. Excavadora con dificultades en un suelo saturado.....	33
Figura 2.1. Sección tipo de bordillo.....	45
Figura 2.2. Sección tipo de lavadero.....	46
Figura 2.3. Sección tipo de cuneta.....	48
Figura 2.4. Capas permeables.....	50
Figura 2.5. Instalación de drenes longitudinales en terrenos planos.....	51
Figura 2.6. Subdren interceptor transversal.....	52
Figura 2.7. Pozos de alivio combinados con drenes de penetración transversal.....	54
Figura 2.8. Remoción de material blando y colocación de una capa permeable bajo terraplenes.....	55
Figura 2.9. Tipos de trincheras estabilizadoras.....	56
Figura 2.10. Esquema del fenómeno de desplazamiento en suelos deformables y poco resistentes.....	58
Figura 2.11. Desplazamiento de suelo blando por Barrenación en el frente de avance.....	60
Figura 2.12. Método New Hampshire.....	63
Figura 2.13. Método alemán.....	63
Figura 2.14. Variación de la ley de asentamientos primarios al colocar una sobrecarga.	67
Figura 2.15: Colocación de drenes verticales de arena.....	68
Figura 3.1. Cuerpo de masa “m”, reposando sobre un plano horizontal.....	84
Figura 3.2. Representación de fuerza de fricción estática y cinética.....	84
Figura 3.3. Rugosidad relativa entre el contacto de dos materiales.....	85



Figura 3.4. Cuerpo sobre un plano inclinado.....	86
Figura 3.5. Diagrama de Cuerpo Libre de un cuerpo sobre un plano inclinado.....	86
Figura 3.6. Confinamiento de agregados pétreos en una geomalla.....	87
Figura 3.7. Diseño gráfico para un camino no pavimentado reforzado con geomalla.....	89
Figura 3.8. Variación de la resistencia a cortante.....	89
Figura 3.9. Correlación entre el CBR y las lecturas del Cono de Penetración Dinámica.....	90
Figura 3.10. Reducción de la resistencia al corte después del tránsito inducido durante la experimentación.....	91
Figura 3.11. Valor de CBR en la base requerido dependiendo el tipo de aeronaves.....	92
Figura 3.12. Espesor adicional en la base debido a la incrustación de material pétreo en el terreno de cimentación.....	93
Figura 3.13. Relación entre el TBR y deformación de la geomalla cuando tiene el 5% de deformación.	94
Figura 3.14. Representación gráfica del diseño contra el comportamiento.....	96
Figura 3.15. Espesor de la base vs número de repeticiones obtenido mediante el método de GH.....	97
Figura 3.16. Ángulo de distribución de esfuerzos.....	100
Figura 4.1. Ubicación del Estado de San Luis Potosí en la República Mexicana.....	115
Figura 4.2. Ubicación del tramo estudiado, en el Estado de San Luis Potosí, México.....	116
Figura 4.3. Carta Geológica de la zona del proyecto.....	117
Figura 4.4. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 34+000.....	130
Figura 4.5. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 34+500.....	130
Figura 4.6. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 35+500.....	130
Figura 4.7. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 36+500.....	131
Figura 4.8. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 37+000.....	131
Figura 4.9. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 38+000.....	131
Figura 4.10. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 39+000.....	131
Figura 4.11. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 39+500.....	131
Figura 4.12. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 40+500.....	131
Figura 4.13. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 42+000.....	132
Figura 4.14. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 43+000.....	132
Figura 4.15. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 44+000.....	132
Figura 4.16. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 49+000.....	132
Figura 4.17. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 50+500.....	132
Figura 4.18. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 52+000.....	133
Figura 4.19. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 53+000.....	133
Figura 4.20. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 54+000.....	133



Figura 4.21. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 55+000.....	133
Figura 4.22. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 56+000.....	134
Figura 4.23. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 57+000.....	134
Figura 4.24. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 58+000.....	134
Figura 4.25. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 59+000.....	134
Figura 4.26. Sección en Pedraplén.....	143
Figura 4.27. Ábaco de Holtz, Chirstopher y Berg para rueda tipo tándem.....	146
Figura 4.28. Esquema de punzonado de un geotextil.....	147
Figura 4.29. Cono de reparto de carga bajo una rueda.....	148
Figura 4.30. Relación Tiempo-FS de un terraplén.....	149
Figura 4.31. Esquema de deslizamiento de cuña en terraplén.....	150
Figura 4.32. Esquema de círculo de rotura en un terraplén reforzado.....	151
Figura 4.33. Sección de la estructura de terracerías y pavimento empleando geomalla y geotextil.....	154
Figura 4.34. Banco denominado "La Virgen" aprobado por la SCT.....	155
Figura 4.35. Banco denominado "Sin Nombre" aprobado por la SCT.....	156
Figura 4.36. Banco denominado "Sin Nombre 2" aprobado por la SCT.....	157
Figura 4.37. Banco denominado "Palmillas" aprobado por la SCT.....	158
Figura 4.38. Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) 2001-2010.	162
Figura 4.39. Cálculo del Número Estructural mediante Método AASHTO.....	174
Figura 4.40. Cálculo del Número Estructural mediante Método AASHTO empleando el Nomograma.....	174
Figura 4.41. Gráfica para estimar el coeficiente estructural de carpeta de concreto asfáltico de granulometría densa a 20°C.....	175
Figura 4.42. Gráfica para estimar el coeficiente estructural de Base tratada con Cemento Asfáltico.....	175
Figura 4.43. Gráfica para estimar el coeficiente estructural de Base Granular.....	176
Figura 4.44. Configuración de la estructura de pavimento autorizado.....	177
Figura 4.45. Banco de materiales para pavimento.....	179

Listado de tablas

Tabla 1.1. Clasificación de materiales para terracerías.....	35
Tabla 1.2. Requisitos de calidad de materiales para terraplén.....	36
Tabla 4.1. Coeficiente de drenaje para capa base y subbase.....	176



Listado de gráficos

Gráfica 1.1. Participación de los diferentes modos de transporte para mover carga (2011).....	16
Gráfica 1.2. Millones de pasajeros movilizados por modo de transporte (2011).....	16
Gráfica 4.1. Aforo, llegada a Ébano, S.L.P.....	163



Introducción

Durante los últimos años se ha presentado un desarrollo sin precedentes en infraestructura carretera en el mundo y por supuesto México no es la excepción; miles de kilómetros de carreteras fueron construidos para satisfacer la demanda de los volúmenes de tránsito crecientes. Gran parte de ellas han estado en uso por más de dos décadas y han alcanzado el final de su periodo de diseño, por lo que ha sido necesario incrementar los esfuerzos en su mantenimiento para conservarlas en niveles aceptables de servicio. Adicionalmente, el número promedio de los vehículos ha estado aumentado en forma continua a través de los años. Los incrementos en el tránsito, en las presiones de inflado, en las cargas por eje y la edad de los vehículos, han contribuido al deterioro de las carreteras.

Los diferentes niveles de gobierno en nuestro país, especialmente el federal, han volteado a ver la gran oportunidad que tiene la nación para crecer sustentablemente invirtiendo en la infraestructura del mismo. Los caminos han demostrado, a lo largo de la historia, ser detonadores del progreso y bienestar de la sociedad. En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes es la Institución de gobierno encargada de administrar y crear nuevos bienes que agilicen la comunicación y movilidad de pasajeros y mercancías; no se podría concebir el territorio actual sin la red carretera con la que cuenta y es en este punto donde la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en su artículo 26 exige a las Administraciones elegidas por el pueblo tener un plan rector que guíe el crecimiento social, económico y ambiental de la nación. Entonces surge el Plan Nacional de Desarrollo, el cual considera que la tarea del desarrollo y del crecimiento corresponde a todos los actores, todos los sectores y todas las personas del país. El desarrollo no es



deber de un solo actor, ni siquiera de uno tan central como lo es el Estado. El crecimiento y el desarrollo surgen de abajo hacia arriba, cuando cada persona, cada empresa y cada actor de nuestra sociedad son capaces de lograr su mayor contribución. Así, el Plan expone la ruta que el Gobierno Federal se traza para contribuir, de manera más eficaz, a que en participación con la sociedad logren que México alcance su máximo potencial. Para lograr lo anterior, se establecen como Metas Nacionales: un México en Paz, un México Incluyente, un México con Educación de Calidad, un México Próspero y un México con Responsabilidad Global. Asimismo, se presentan Estrategias Transversales para Democratizar la Productividad, para alcanzar un Gobierno Cercano y Moderno, y para tener una Perspectiva de Género en todos los programas de la Administración Pública Federal.

Existe un punto importante e indispensable para el desarrollo de nuestro país, “La Planeación”, planeación oportuna y estratégica, que tiene como característica la viabilidad y representatividad de las condiciones prevalecientes e históricas de México.

A raíz del Plan Nacional de Desarrollo se desprende el Programa Nacional de Infraestructura en el cual se retoma la necesidad de inversión en el Sector Comunicaciones y Transportes. Esto porque, como se anotó anteriormente, los caminos son un medio de aceleración del desarrollo económico y social de cualquier nación. Actualmente se lleva a cabo modernización y construcción de caminos nuevos, la modernización puede ser ampliación de la corona existente y/o rectificación del alineamiento vertical y horizontal del mismo lo que conlleva a nuevos retos para la ingeniería mexicana, tal como ligar de manera satisfactoria la estructura de pavimento de un cuerpo ya consolidado y la ampliación que se realizará en alguno a ambos lados, esta situación se menciona porque existen tramos que pasan sobre suelos deformables y poco resistentes en el cual a futuro puede presentarse un agrietamiento longitudinal en la zona de ligue a causa del asentamiento diferencial existente entre las dos estructuras (cuerpo actual y zona de ampliación).

Se desprende la necesidad de conocer la línea de desarrollo del camino con la finalidad de poseer una idea preliminar de las características geotécnicas prevalecientes del terreno de cimentación. Una carretera puede pasar por roca o por suelo y dentro de los suelos pueden ser gruesos o finos; la complejidad comienza cuando no se puede evitar lugares donde la resistencia de tal terreno es poca que no será capaz de soportar los esfuerzos transmitidos a éste, seguramente se deformará excesivamente y en algunos caso se romperá la estructura del suelo, modificando y perdiendo completamente las características mecánicas del material. En el capítulo I se describen los materiales por donde puede cimentarse una vialidad, pasando por las rocas (ígneas, sedimentarias y metamórficas) hasta llegar a los suelos (friccionantes y cohesivos).

Así mismo, el hombre ha tenido la necesidad de dar solución a situaciones que obstaculizan el progreso y el nivel de vida de una sociedad, y a raíz de lo anterior surge la siguiente definición: “La tecnología son los elementos desarrollados por el hombre con el fin de satisfacer sus necesidades materiales e intelectuales, dando origen a nuevas formas de producción”. En este contexto, la movilidad de pasajeros y bienes es una de las



necesidades surgidas a través del tiempo en donde los caminos han venido a dar facilidades de traslados requiriendo de nuevas tecnologías.

El capítulo II ha tenido la encomienda de mostrar las soluciones tradicionales empleadas en la construcción de carreteras sobre suelos deformables y poco resistentes, esto se realizó para que el lector tenga una pequeña noción de lo hecho hasta la fecha y lo que se podría innovar, siempre teniendo como premisa garantizar la estabilidad y la funcionalidad de la obra vial. Se resaltaron dos formas de construir sobre tales terrenos de cimentación, la primera es aceptando la presencia del material y dejarlo con tratamientos mecánicos y/o químicos o en su caso prescindir de él y sustituirlo por un material de mejores características mecánicas.

Es importante hacer notar que en el rubro de la construcción de carreteras existen procedimientos especiales para cimentar un camino sobre suelos deformables y poco resistentes. En la Secretaría de Comunicaciones y Transportes mayormente se ha recurrido a las formas tradicionales, las cuales consisten en el uso fragmentos de roca para conformar el terraplén (llamado pedraplén), el cual modifica las características mecánicas del terreno de cimentación, ya que se dota de una estructura más sólida capaz de absorber las deformaciones por cambios volumétricos a consecuencia de las variaciones en la cantidad de agua, así como disipar de manera más eficiente los esfuerzos que se pudiesen transmitir al terreno. También se ha hecho uso de materiales ligeros, con el objeto de que la estructura de terracerías no sea tan pesada y las cargas puntuales en el terreno sean menores, un ejemplo de tales materiales son los bloques de Poliestireno con densidades de 20 kg/m^3 que se han utilizado en el Circuito Exterior Mexiquense. Sin embargo, el desarrollo tecnológico no se ha quedado ahí, el conocimiento en cuanto al comportamiento mecánico de otros materiales, así como la interacción que tienen éstos entre ellos mismos y el suelo, ha dado pauta a utilizar lo conocido hasta hoy pero con una mayor certeza en su funcionalidad.

La tecnología es una forma de innovar y crear. Las situaciones políticas, sociales, culturales, económicas y ambientales proveen de estímulos a los ciudadanos mexicanos para realizar tales acciones, teniendo resultados positivos y negativos que van enriqueciendo la ciencia que se genera aquí y con ello la aplicación del conocimiento a su quehacer diario. En el capítulo III se verá una explicación más a detalle sobre el uso de geomallas y geotextiles en la estabilización de terraplenes que serán apoyados sobre suelos deformables y poco resistentes. La teoría de los Doctores Giroud y Han en cuanto al comportamiento de tales materiales se expone de manera sencilla con el objeto de entenderla y comprender los mecanismos de acción. Se detallará que es indispensable que el terreno de cimentación tenga resistencia baja con el objeto que las geomallas y geotextiles comiencen a trabajar como una membrana tensionada que transfiere los esfuerzos verticales a esfuerzos tangenciales con respecto a la superficie del suelo.

Ahora bien, no conviene únicamente comprender el mecanismo de comportamiento de los geosintéticos, es indispensable conocer casos de aplicación donde realmente se han colocado y brindado un funcionamiento satisfactorio para los fines que se persiguen. Es por eso que el capítulo IV de este escrito está destinado a la



presentación del subtramo que va del Km 30+000 al Km 60+000 del tramo Tamuín – Ébano de la carretera Ciudad Valles – Tampico en el Estado de San Luis Potosí, obra que reunió las características para poder implementar tal tecnología. Se describe de manera general en qué consiste el proyecto, datos generales, pruebas de laboratorio al terreno de cimentación, bancos de materiales para terracerías y pavimento, diseño de la estructura de pavimento, diseño de refuerzo con geomalla y procedimiento constructivo de la obra.

Así mismo, la presente tesis tiene como una de sus finalidades el hacer énfasis a que se tiene otra alternativa de solución cuando indiscutiblemente la carretera se desplantará sobre suelos deformables y poco resistentes; si bien es cierto que su empleo se ha realizado en nuestro país, es indispensable promoverlo y dictar sus ventajas ante otras alternativas, siempre y cuando se garantice la estabilidad y funcionalidad de la carretera.

Capítulo I

Antecedentes



Es importante definir el enfoque que se quiere dar a este escrito, sin embargo, antes de que se lleve a cabo esa acción es primordial introducirse de manera general al tema de geosintéticos con el fin de tener noción suficiente de su importancia innovadora, además, éste sirva como apoyo para entender de manera más adecuada la línea que se pretende seguir. Tal y como se leerá en el primer subcapítulo del tema I, se expondrá la gran variedad de productos geosintéticos existentes en el mercado que hacen posible su aplicación para resolver varios de los problemas que surgen en la realidad y que toca a la ingeniería dar soluciones sustentables, específicamente se tomaran aplicaciones que se requieren implementar en la ingeniería de carreteras, que es el tema que concierne a este escrito.

Geosintéticos

Los Geosintéticos son un grupo de materiales fabricados mediante la transformación industrial de sustancias químicas denominadas polímeros, del tipo conocido genéricamente como “plásticos”, que de su forma elemental, de polvos o gránulos, son convertidos mediante uno o más procesos, en láminas, fibras, perfiles, películas, tejidos, mallas, etc., o en compuestos de dos o más de ellos, existiendo también algunas combinaciones con materiales de origen vegetal.¹

Aunque en la naturaleza existen de manera natural, sustancias poliméricas, como la seda y la celulosa, la diferencia con los geosintéticos, es que estos últimos son fabricados mediante procesos industriales diseñados por el hombre, a partir de productos obtenidos de la refinación del petróleo. Otra característica particular de los geosintéticos es que su aplicación se relaciona con la actividad de la construcción, por lo que participan como parte integral de sistemas y estructuras que utilizan materiales de construcción tradicionales, como suelos, roca, agregados, asfaltos, concreto, etc.

Sus funciones dentro de tales estructuras son las de complementar, conservar, o bien mejorar el funcionamiento de los sistemas constructivos e inclusive, en algunos casos, sustituir por completo algunos materiales y procesos de la construcción tradicional.

Historia de los geosintéticos

La adición de diferentes productos o materiales al suelo para darle mayores características mecánicas se ha venido haciendo desde hace muchos años. Fueron usados en la construcción de carreteras en la época del imperio romano para estabilizar caminos. Estos primeros intentos fueron hechos con fibras naturales, tejidos o vegetación, mezclada con suelo para mejorar la calidad de las carreteras, sobre todo cuando las carreteras tenían que ser construidas en suelo con poca calidad de soporte. También fueron utilizados para construir

¹“Geo-Productos Mexicanos”, [en línea]. *Definiciones*. Fecha de última actualización: Sin fecha.

Dirección URL: <<http://www.geoproductos.com.mx/geoweb/definiciones.html>>. [Consulta 31 de Julio 2012].



obras con paredes casi verticales. Un problema fundamental por el uso de materiales naturales (madera, algodón, etc.) en un entorno enterrado es que se produce la biodegradación de los microorganismos en el suelo. Con la aparición e industrialización de los polímeros a mediados del siglo XX, un material mucho más estable, la práctica de estabilizar el suelo empleando ese producto fue más confiable.

Los primeros documentos sobre el uso de geosintéticos aparecen alrededor de la década de los 60's acerca de filtros empleados en Estados Unidos de América y en otros casos como refuerzo de suelos en algunas partes de Europa. La conferencia de 1977 en París reunió a muchos de los primeros fabricantes y profesionales de los geosintéticos. La International Geosynthetic Society (IGS), fundada en 1982, ha organizado conferencias en todo el mundo, cada cuatro años. Los geosintéticos están disponibles en todo el globo terráqueo y la actividad es muy amplia, y a pesar de esto, sigue en crecimiento constante.

Propiedades generales de los geosintéticos, a partir de su naturaleza polimérica

Los plásticos son los componentes principales en los geosintéticos. En la actualidad, muchas industrias sustituyen ventajosamente materiales tradicionales tales como agregados, suelos, metal, vidrio, etc., por materiales de plástico, que poseen, en general, las siguientes propiedades:

- ✓ Ligereza, existiendo materiales menos densos que el agua.
- ✓ Ductilidad.
- ✓ Maleabilidad.
- ✓ Elevada elasticidad.
- ✓ Resistencia Mecánica.
- ✓ Resistencia a agentes químicos, la cual varía dependiendo del material.
- ✓ Posibilidad de mejorar sus propiedades mediante aditivos o procesos mecánico-térmicos.
- ✓ Rangos variables de resistencia al intemperismo, existiendo algunos que deben ser protegidos y otros que pueden ser expuestos a la intemperie por lapsos largos, sin experimentar deterioro considerable.
- ✓ Baja absorción de agua.
- ✓ Resistencia a la biodegradación, la cual varía según el material de que se trate.

La familia de los plásticos es muy extensa. Los productos de esta naturaleza que se utilizan para fabricar geosintéticos es apenas una pequeña fracción de los polímeros que se emplean en la sociedad moderna.

En general, las propiedades específicas de un plástico dependen de la combinación de muchas variables, las cuales son, entre otras:

- ✓ Naturaleza química: Grupos funcionales, peso molecular, dispersión del peso molecular, ramificaciones de la cadena principal, incorporación química de componentes (copolímeros), incorporación física de aditivos, tipo de formulación, etc.
- ✓ Historia de esfuerzos, temperaturas y exposición a agentes ambientales durante su vida útil.



- ✓ Procesos de transformación o de formado.
- ✓ Procesos de acabado.

Es importante hacer notar que el nombre genérico de un plástico o polímero, tal como “Polipropileno”, “Polietileno de Alta Densidad”, “Poliéster”, etc., no es suficiente para caracterizarlo de manera completa, porque bajo la misma denominación pueden producirse diversos productos, con propiedades diferentes.

Clasificación y aplicaciones a las vías terrestres

Tal y como se leyó anteriormente, definir de manera estricta a los geosintéticos es como pretender decir que tienen sólo una aplicación y una forma en cómo se presentan, lo cual dista mucho de ser así; por tanto, ahora se describirán de manera breve cada uno de los geosintéticos con algunas de sus aplicaciones.

Geotextiles

Se refiere a un producto fabricado a base de fibras sintéticas no biodegradables, enlazadas entre sí por medio de procesos mecánicos y térmico. Se caracteriza por su estructura permeable, y su gran resistencia a la tensión, desgarrar y deterioro químico.² Los geotextiles se encuentran en su forma tejida o no tejida, ambas con propiedades distintas, mientras que el tejido es excelente en propiedades mecánicas y no tan favorable para propiedades hidráulicas (drenaje), el no tejido es lo contrario.

Aplicaciones

Debido a las propiedades intrínsecas de ésta tecnología, los geotextiles ayudan para separar, estabilizar o reforzar, filtrar y drenar, pavimentación y protección de geomembranas.

Separación-refuerzo

La función que tome depende de las características de resistencia del material de la subrasante, funcionará como separador cuando el valor del CBR del material esté entre 3% y 10% debido a las bajas deformaciones de la subrasante, y cuando el valor del CBR sea menor al 3% el geotextil trabajará como separador y refuerzo ya que admite esfuerzos de tensión debido a la deformación.

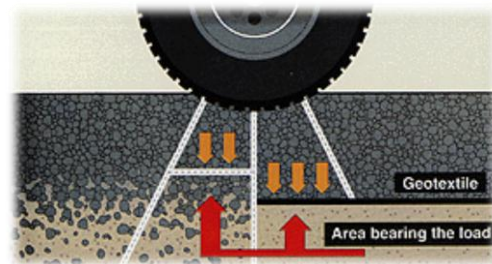


Figura 1.1. Separación-refuerzo con uso de geotextiles.
Fuente: Internet.

²“Membranas ecológicas de México, S.A. de C.V.”, [en línea]. Fecha de última actualización: Sin fecha.
Dirección URL: <<http://membranasecologicas.com/textil.htm>>. [Consulta 06 de Agosto 2012].



Drenaje en vías

Se usan en sistemas de drenaje de subsuelos como separadores permeables para mantener el suelo del sistema pero permitiendo que el agua pase libremente. Esta aplicación es más acorde al uso del geotextil no tejido, debido su alta capacidad de flujo y a la pequeña abertura que presenta su estructura.

A la derecha se muestra la Figura 1.2 representando el dren francés, el cual consiste en la excavación de una zanja longitudinal protegida con geotextil no tejido en el perímetro en contacto con suelo, se rellena de material granular pero con la instalación de una tubería de drenaje.

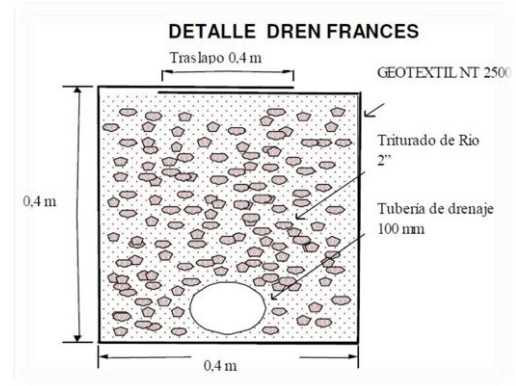


Figura 1.2. Drenaje en vías, uso de dren Francés.
Fuente: Internet.

Carpeta asfáltica

El exceso de contenido de agua en la base del pavimento es la principal causa de su deterioro. El 90% de los problemas de humedad en la subrasante y en la base hidráulica se debe a la lluvia que penetra al pavimento a través de la superficie. Cargas de vehículos pesados (vehículos con configuración T3-S2, por ser los que transitan mayormente por las carreteras mexicanas y no precisamente son los más cargados) pueden causar daños graves, especialmente cuando la base se encuentra húmeda. Cuando el geotextil se instala entre las capas de asfalto nueva y vieja, éste ayuda a retardar el agrietamiento y aumenta la vida útil de la rehabilitación. El geotextil absorbe la liga de riego asfáltico rociado sobre la superficie del pavimento antiguo, convirtiéndose en un plano impermeable permanente.

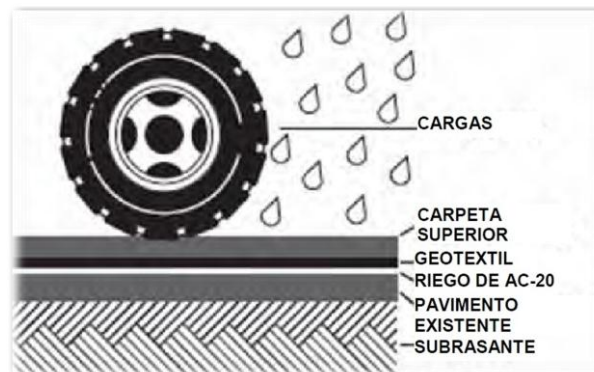


Figura 1.3. Geotextil usado en la rehabilitación de pavimentos.
Fuente: Internet.



Geomembranas

El nombre de geomembrana se le da a una lámina impermeable hecha a partir de diferentes resinas plásticas, que se emplean para controlar o detener la migración de fluidos de un sistema.³

Aplicaciones

Las características de éste material permiten aislar, retener, revestir e impermeabilizar zonas o sustancias en las cuales se debe de evitar el contacto con alguna otra. Tal y como se enlistan a continuación algunos de sus usos en obras de ingeniería:

- ✓ Cubiertas de edificación
- ✓ Ollas de captación de agua
- ✓ Canales
- ✓ Embalses
- ✓ Rellenos sanitarios
- ✓ Piscinas
- ✓ Vertedores
- ✓ Lagunas
- ✓ Biodigestores
- ✓ Lagos artificiales
- ✓ Otras aplicaciones



Figura 1.4. Aplicación de geomembrana en un relleno sanitario, Yuriria, Guanajuato.

Fuente: Internet.



Figura 1.5. Geomallas: uniaxial, biaxial y la denominada Triaxl.

Fuente: Internet.

Geomallas

La definición que le da cada fabricante a esta tecnología es de acuerdo al proceso industrial y material del cual es producido, sin embargo, para efectos de entender su funcionamiento se definirá de la siguiente manera: las geomallas son láminas, generalmente de polipropileno, perforadas, orientadas en las direcciones que se requiera, habitualmente es uniaxial, biaxial y ahora también triaxial (tres direcciones en el plano), las cuales, después de haber sido perforada se estira en las direcciones

³“Geomembranas & Geosintéticos”, [en línea]. Geomembranas. Fecha de última actualización: Sin fecha.

Dirección URL: <<http://www.geogygeo.com/geomembranas.htm>>. [Consulta 07 de Agosto 2012].



deseadas y se va conformando dicha geomalla. Las geomallas se caracterizan por su tamaño de abertura grande.

Aplicaciones

Las geomallas tienen múltiples usos en el mundo de la Ingeniería Civil, a continuación se describirán algunas, las más comunes en el ámbito de las carreteras.

Elementos para estabilizar el sistema de fuerzas presente en muros y taludes

Las Geomallas brindan una gran alternativa para la construcción de muros y taludes. La geomalla se tienden horizontalmente entre capas de relleno compactado con la finalidad de absorber los esfuerzos de tensión causados por los empujes de tierra, manteniéndolo sin la necesidad del apoyo de algún elemento externo, como muros de concreto o mampostería.

Un claro ejemplo en la aplicación de geomalla uniaxial y biaxial se encuentra en el muro “mecánicamente estabilizado”, llamado de esta manera en el lenguaje común de la ingeniería de vías terrestres, sin embargo cabe aclarar que un muro es precisamente un elemento estabilizador, y las geomallas forman parte de ese sistema, es más propio decir que se trata del sistema de tierra armada; esta solución se está implementando en el libramiento de Jalapa, en el Estado de Veracruz, el cual tiene una altura de 30.50 m a partir de su base, y como dato curioso se trata del muro más alto de América Latina en su tipo; la decisión de su empleo radica en que la construcción de un terraplén tradicional provocaría que los cerros del mismo patearan hasta una población que se encuentra a las faldas de la montaña donde se está realizando, con esta solución se provee de un talud casi vertical, lo cual implica que no se recorrerá la construcción del camino muy lejano del centro de línea del proyecto, ahorrando en movimiento de tierras y no afectando a la población.



Figura 1.6. Geomalla tipo uniaxial en la construcción de un muro mecánicamente estabilizado en el Libramiento de Jalapa, Veracruz.



Figura 1.7. Colocación de geomalla tipo biaxial en la fachada del muro mecánicamente estabilizado en el Libramiento de Jalapa, Veracruz.



Terraplenes reforzados sobre suelos deformables y poco resistentes

Las geomallas permiten redistribuir los esfuerzos generados por las cargas actuantes en dos o tres direcciones, al mismo tiempo disminuir los esfuerzos actuantes en el terreno de cimentación y por tanto, reducir los asentamientos, minimizando significativamente el costo de la obra. Con el uso de las geomallas se evita la presencia de grandes espesores de material pétreo, las deformaciones en el suelo, agrietamientos y/o hundimientos diferenciales que sean provocados por el tránsito de vehículos o por esfuerzos generados por cargas dinámicas.



Figura 1.8. Uso de geomalla Triaxl en la modernización de la carretera Ébano – Tampico.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Geomanta

Las geomantas también son materiales geosintéticos que tienen la función la de servir como un sistema de control de erosión en taludes que normalmente carecen de vegetación. Algunas están hechas de polímero y otras de materiales biodegradables, de ahí que se conozcan también como *biomantas*. Las geomantas hechas de polímero normalmente son de polipropileno y poseen una estructura tridimensional generada por capas de mallas superpuestas y corrugadas.

Aplicaciones

De acuerdo a su forma, se utilizan principalmente para que en ella crezca materia vegetal sirviendo para lo que a continuación se escribe.

Protección contra la erosión

Gracias a su forma permiten que se aloje tierra vegetal con alguna mezcla de semilla de pasto, la cual queda atrapada entre dichas capas. Una vez que se gesta la vegetación las raíces de pasto quedan atoradas entre la trama de la geomanta, de esta forma la vegetación es que logra realizar el trabajo de control de erosión en el talud. El principio que se emplea en esta tecnología es muy simple, basta con observar a nuestro alrededor, la



capa vegetal es una barrera natural entre los agentes físicos agresivos del propio medio ambiente y el suelo o la roca, es decir, protege de la lluvia y del viento, no quiere decir que no afectará, pero la erosión será menor.

Algunas geomantas de polipropileno poseen protección contra rayos UV, sin embargo existen otras de este mismo material que buscan degradarse con el paso del tiempo al igual que lo hacen las que están hechas de materiales naturales como fibra de coco. Las biomantas de fibras naturales protegen la superficie del talud al mismo tiempo que proporcionan las condiciones necesarias de temperatura y humedad mientras se logra dar la vegetación.

Las geomantas también se utilizan para proporcionar un acabado vegetado en taludes reforzados con geomalla para dar protección superficial al mismo tiempo que brinda un acabado ecológico y estético. También se utilizan en los taludes de canales naturales para evitar la erosión provocada por el paso del agua.



Figura 1.9. Colocación de geomanta; protección contra la erosión.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Geoceldas

Son un sistema de confinamiento del material de relleno, cuyo uso principal es el de evitar la erosión en estructuras en donde se puede producir inestabilidad y sufrir alguna falla o colapso debido a la falta de vegetación.

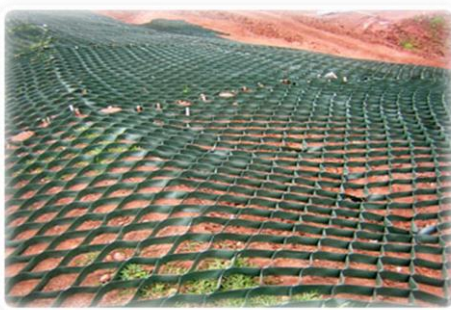


Figura 1.10. Geocelda, geosintético utilizado para la prevención de la erosión.

Fuente: Internet.

Principales usos

Protección de márgenes de ríos, lagunas y canales, protección de taludes y superficies de rodamiento de baja velocidad.



Geocompuestos de Bentonita

Son laminaciones de bentonita de sodio confinada entre dos capas de geotextil. Se usan primordialmente en el confinamiento de sustancias peligrosas, como elemento para sellar eventuales perforaciones en las Geomembranas utilizadas como barrera primaria. Se fabrican en rollos que se traslapan y unen entre sí, utilizando bentonita granular bajo los traslapes.

Su empleo requiere revisar la eventual existencia de sales de calcio que pueden afectar a la bentonita contenida en el producto. Los geocompuestos de bentonita laminada son materiales muy pesados ($>5 \text{ kg/m}^2$) y requieren estar confinados para desarrollar su función sellante de orificios, derivada de la alta expansividad de la bentonita al hidratarse.

Desarrollo tecnológico

El hombre siempre está en busca de nuevas formas de enfrentar los obstáculos que se presentan en su camino, y en relación a los geosintéticos no es la excepción. El estado del arte de esta área se encuentra en un punto de constante innovación de productos que sean cada vez más resistentes a su propia degradación; se desarrollan aditivos que se emplean para proveer de mayor protección contra los rayos Ultra Violeta, contra sustancias corrosivas, etc. Así mismo creando geosintéticos más resistentes a esfuerzos de tensión y punzonamiento.

La combinación de productos no podría ser considerada como un desarrollo en su tecnología, únicamente se aplican para que cumplan su función para la cual han sido fabricados.



Carreteras

En el transcurso del tiempo, desde la época en la que se inicia la historia de los más antiguos pueblos, se ha hecho patente la presencia de la ingeniería, manifestándose por la evolución que ha tenido la civilización, merced a sus obras, lo que ha permitido el desarrollo económico, político y social de las comunidades.

Uno de los medios que utiliza el hombre para su desenvolvimiento económico, político y social es el transporte, el cual se lleva a cabo por vías de comunicación para poder transportar sus ideas, objetos o al mismo hombre. Y las carreteras son una vía de comunicación que se emplea para el traslado de bienes.

Ahora bien, al momento de construir una carretera surgen un sin fin de complicaciones que pueden causar momentos de mucho pensar al Ingeniero, pero afortunadamente se han creado alternativas de solución para algunos de los problemas.

Tal y como se anotó en el subcapítulo anterior, los geosintéticos han venido a ofrecer sus bondades para resolver parte de los problemas que en la Ingeniería aplicada se presentan, tal es el caso de la construcción de carreteras; al momento de proyectar, el ingeniero se encuentra con una serie de dificultades, que a no ser por su creatividad, serían muy difícil superarlas. A continuación se pretende enfocar al lector a que conozca la importancia de la planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de una carretera.

Primeramente resulta conveniente unificar la definición de carretera, por tal motivo y para efecto de este escrito se adoptará la que a continuación se enuncia: una carretera se puede definir como la adopción de una faja sobre la superficie terrestre que llene las condiciones de ancho, alineamiento y pendiente para permitir el rodamiento adecuado de los vehículos para los cuales ha sido acondicionada⁴.

Importancia de las carreteras

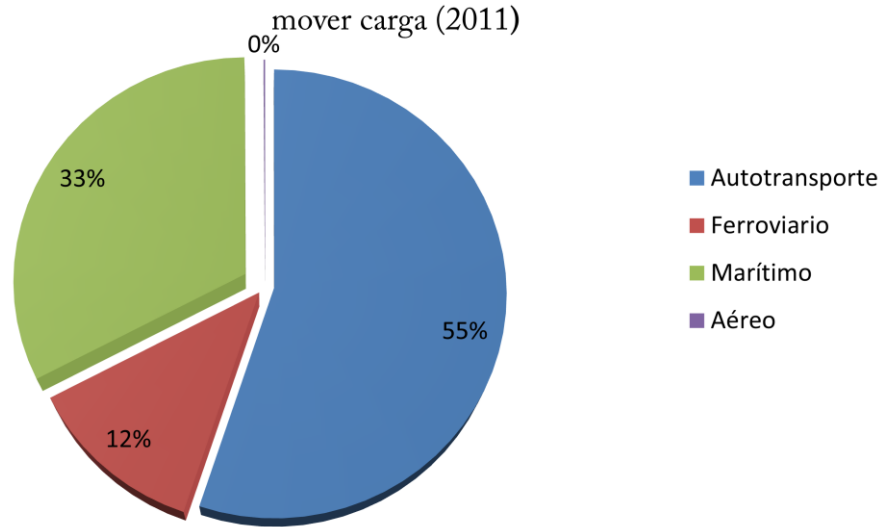
Las carreteras son uno de los factores más importantes para el desarrollo económico y social de un país; en México, constituyen la principal forma de comunicación. Las carreteras propician la creación de cadenas productivas generadas por el tráfico de mercancías e impulsan el comercio y la producción industrial. Por estas y más razones es evidente la correcta planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de las vías terrestres por parte de las autoridades correspondientes.

A continuación se exponen algunas gráficas, elaboradas a partir de las estadísticas del año 2011 que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) dispone para que el público en general se informe, donde se pone de manifiesto la participación del autotransporte en el movimiento de carga y pasajeros en el país.

⁴ OLIVERA BUSTAMANTE, F. (1999). "Estructuración de vías terrestres". México: Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.

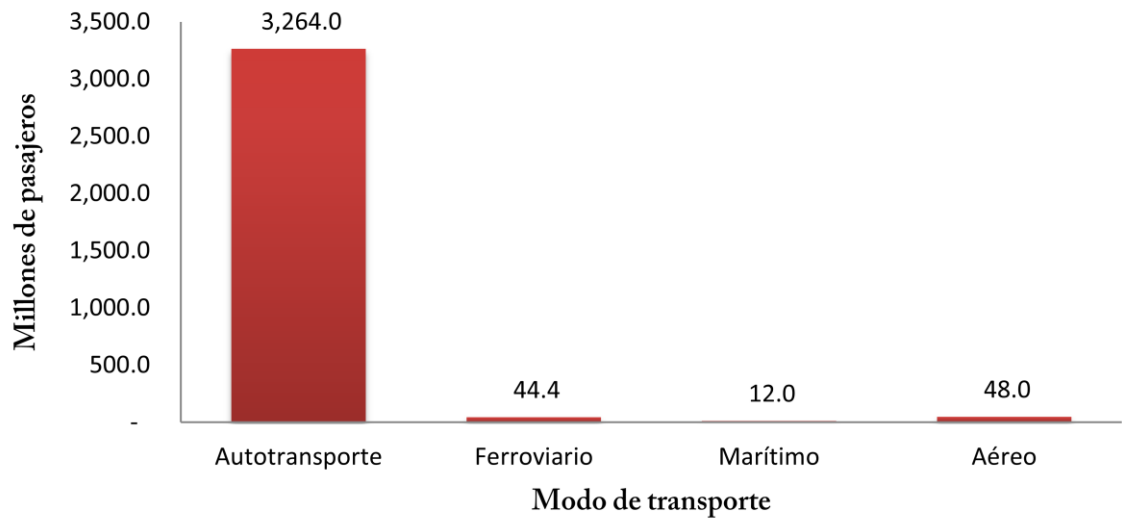


Gráfica 1.1 Participación de los diferentes modos de transporte para mover carga (2011)



Fuente: Subsecretaría de Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Estadísticas del año 2011

Gráfica 1.2 Millones de pasajeros movilizados por modo de transporte (2011)



Fuente: Subsecretaría de Transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Estadísticas del año 2011



Importancia económica

El sector transporte está directa e indirectamente relacionado con la mayor parte de las actividades económicas de nuestro país, es un importante generador de empleos ya que en el año 2011 participó con el 6.2% del total y ocupa el 5° lugar dentro de los 20 sectores económicos del país.

El autotransporte absorbe 2.0 millones de empleos directos a nivel nacional, del cual el 47% corresponde a pasajeros y el 53% a carga.

De acuerdo a las cifras de Cuentas Nacionales de INEGI, el sector transporte contribuye con el 6.3% del total del Producto Interno Bruto (PIB). El automotor de carga y de pasajeros representa en forma conjunta el 76% del Valor Agregado Bruto de la rama Transporte.

A través del Autotransporte Federal se mueve el 82% de la carga terrestre y el 55% de la carga nacional. Respecto al movimiento de pasajeros, el autotransporte moviliza el 97%.⁵

Para que se lleve a cabo la construcción de carreteras deben de existir motivos económicos y/o sociales suficientes para que las autoridades correspondientes se decidan por invertir en tal infraestructura nacional. En México, específicamente la SCT, se contemplan tres tipos de carreteras importantes, las cuales deben contar con estudios de evaluación económica que permitan visualizar el efecto de contar con un camino en ciertas regiones.

Carreteras de penetración económica

Las carreteras de penetración económica son las obras en las que el impacto principal sea la incorporación al proceso de desarrollo general de zonas potencialmente productivas. Son obras que propician la realización de inversiones en otros sectores y el rápido incremento de las actividades económicas y, por tanto, la principal consecuencia será el aumento de la producción, primero en las actividades primarias y después en las de transformación y servicios. El método de evaluación en este caso, se basa en el cálculo de la producción que será agregada a la economía nacional, si se lleva a cabo la construcción de la obra considerada.

Carreteras para zonas en pleno desarrollo

Las carreteras para zonas en pleno desarrollo son aquellas las que se encuentran ubicadas en una zona en las que ya existen las vías necesarias para prestar el servicio de transporte y las cuales se desea mejorar o substituir. La consecuencia principal de su construcción será la disminución en los costos de transporte que los usuarios tienen necesidad de afrontar. La posibilidad de cuantificar este ahorro con cierta precisión, con base en las observaciones y en la proyección al futuro, permite compararlo con los gastos que habrá necesidad de efectuar

⁵ Subsecretaría de Transporte, Dirección General de Autotransporte Federal, SCT. Estadística básica del año 2011.



a lo largo del plazo de previsión y establecer un índice de rentabilidad de la inversión propuesta. Los beneficios directos cuantificables que aportan a la colectividad estas obras, son los ahorros en costos de tracción y en tiempos de recorrido y la supresión de pérdidas motivadas por los posibles congestionamientos, que se presentarán al rebasarse la capacidad del camino.

Importancia social

Las actividades económicas no son suficientes para mantener unido a una nación, en varias partes de nuestro país existen zonas que carecen de medios de comunicación terrestre y, a la vez, no cuentan con actividades económicas que generen grandes aportaciones al sistema productivo, pero sí son comunidades muy numerosas y con una riqueza cultural y natural incalculable que requieren tener vías por las cuales desplazarse, es por eso que surge la siguiente clasificación de carreteras.

Carreteras de función social

Las carreteras de función social son las obras en las que las consecuencias de invertir se manifiestan principalmente en el campo social, porque la zona afectada sea de escasa potencialidad económica pero con fuerte concentración de población. Allí, la comunicación permanente entrañará un cambio decisivo en el modo de vida. Es pues, natural, que en estos casos el criterio de evaluación se basa en la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes por servir.

Breve historia de las carreteras

Se ha expuesto la importancia que tiene la construcción de infraestructura carretera para el desarrollo de una sociedad. A lo largo de la historia esto no ha sido la excepción, desde la aparición del hombre sobre la faz de la tierra éste ha tenido la necesidad de transportarse de un lugar a otro, primeramente aparecieron las brechas por donde transitaban nuestros antepasados, pero poco a poco el traslado tanto de personas, animales y productos ha ido incrementando que el hombre ha tenido que desarrollar tecnología para poder satisfacer sus necesidades. Actualmente contamos con caminos de primer orden, y a pesar de esto, los requerimientos cada vez van aumentando.

“Todo el desarrollo tecnológico que ha realizado el hombre desde el origen de su historia ha sido motivado por las necesidades que él mismo requiere satisfacerse y la aparición de las carreteras no ha sido la excepción”.

Las carreteras en el mundo

El transporte constituye un fenómeno ligado a la evolución del ser humano. La gran movilización de grupos en el pasado lejano de la humanidad, su travesía por los continentes, especialmente por las regiones altamente fértiles, representa la primera era del transporte. Por necesidad, los primeros caminos fueron vías de tipo peatonal (veredas) que las tribus nómadas formaban al deambular por las regiones en busca de alimentos;



posteriormente, cuando esos grupos se volvieron sedentarios, los caminos peatonales tuvieron finalidades religiosas, comerciales y de conquista.

El aumento de tamaño y densidad de las poblaciones en las ciudades de las primeras civilizaciones y *la necesidad de comunicación con otras regiones se tornó necesaria para hacer llegar suministros alimenticios o transportarlos a otros consumidores*, es allí donde surgen las carreteras. Las carreteras fueron los primeros signos de una civilización avanzada. Según la información confiable que proporciona la historia, los primeros grandes caminos los construyeron los persas. Los mesopotámicos comenzaron a construir carreteras hacia el año 3500 a.C. Le siguieron los chinos, los cuales desarrollaron un sistema de carreteras en torno al siglo XI a.C., y construyeron la Ruta de la Seda (la más larga del mundo) durante 2.000 años; Los incas de Sudamérica construyeron una avanzada red de caminos que no se consideran estrictamente carreteras, ya que la rueda no era conocida por los incas. Estas llamadas carreteras recorrían Los Andes e incluían galerías cortadas en rocas sólidas. En el siglo I, el geógrafo griego Estrabón registró un sistema de carreteras que partían de la antigua Babilonia; los escritos de Herodoto mencionan las vías construidas en Egipto para transportar los materiales con los que construyeron las pirámides y otras estructuras monumentales levantadas por los faraones. Aún existen algunas de las antiguas carreteras. Las más antiguas fueron construidas por los romanos. La vía Apia empezó a construirse alrededor del 312 a.C., y la vía Faminia hacia el 220 a.C. En la cumbre de su poder, el Imperio romano tenía un sistema de carreteras de unos 80 000 Km, consistente en 29 calzadas que partían de la ciudad de Roma, y una red que cubría todas las provincias conquistadas importantes, incluyendo Gran Bretaña. Las conocidas calzadas romanas tenían un espesor de 90 a 120 cm, y estaban compuestas por tres capas de piedras argamasadas cada vez más finas, con una capa de bloques de piedras encajadas en la parte superior, esto con la finalidad de evitar que el agua ascienda a la capa de rodamiento y comience a provocar daños a la misma.

Las carreteras en México

El caso de México es muy similar al del mundo, a excepción que el desarrollo de las carreteras en sí comienza después de la llegada de los españoles, antes de su arribo los indígenas llegaron a contar con admirables y bien organizados sistemas de comunicación que abarcaron prácticamente toda Mesoamérica, como no conocían la rueda no se utilizaban bestias de carga, existiendo únicamente veredas.

Las culturas que más sobresalieron en materia de construcción de vías para caminantes fueron los mayas y los aztecas, de las cuales aún quedan vestigios de su desarrollo, tal es el camino empedrado de los mayas llamado *sacbé* o camino blanco y la calzada México-Tacuba para el caso de los aztecas. El pueblo maya no usaba bestias de carga ni vehículos de rueda. Los grandes caminos que construyeron eran los medios para efectuar las grandes procesiones. El Imperio azteca contaba con vías de comunicación que satisfacían gran parte de sus necesidades. En donde hoy se encuentra la Ciudad de México era una zona lacustre que se comunicaba a tierra por varias calzadas, pero estas eran muy pocas en comparación con los cientos de kilómetros por donde



pasaban los mercaderes, mensajeros y guerreros; caminos que eran indispensables para mantener el control de sus tierras dominadas.

Cuando llegaron los españoles a México, el territorio era un imperio de caminantes que se comunicaban a través de miles de kilómetros de senderos sin más señalización que la posibilidad de que una persona pudiera transitar también por ellos, buscando la distancia más corta. Con los invasores llegaron los caballos, los palanquines y los carros tirados por mulas y corceles. Muchas de las veredas prehispánicas fueron usadas para comunicar a la Nueva España, modificando sus características físicas. Se alteraron las rutas, la pendiente se hizo más suave en algunos casos y el ancho de la huella más amplia. Por motivos de la colonización se abrieron más caminos hacía las minas y se comunicaron más con el desierto del norte.

La construcción del primer camino en México fue la calzada México-Xochimilco, según lo establece Francisco González de Cosío, en la *Historia de las obras públicas en México*.⁶ En 1522, Hernán Cortés encomendó a Álvaro López la apertura del “trayecto de oro” México-Veracruz, vía que llegaría a ser, durante la colonia, la más importante y en la que varias años después de iniciada su construcción se llevó a cabo un experimento que habría de convertirse en uno de los pasos más importantes en los sistemas de transportación del territorio recientemente conquistado: la introducción de la carretera. Fray Sebastián de Aparicio fue el que implantó las primeras carretas que conoció el Nuevo Mundo, más tarde se encargó de transformar y acondicionar para el tránsito de las mismas el camino de México al Real de Minas de Santa María Zacatecas, acciones que hicieron que se le conociera como el “primer caminero de la Nueva España.

El 17 de octubre de 1533 se procedió por Ordenamiento Real la construcción de caminos en la Nueva España.

Los caminos que se construyeron a lo largo y ancho de todo el territorio de la Nueva España durante la colonia fueron auspiciados por el sistema de consulados, que entró en vigor una vez terminada la conquista, éstos tenían a su cargo la construcción y conservación de caminos, y obtenían los fondos necesarios por el derecho de avería, que cuyo costo se cargaba al de las mercancías de importación, además de lo que se juntaba por concepto de peaje.

Al final del virreinato había en México 19 000 km de caminos de herradura y 7 000 km de caminos reales, por los que se podía transitar por carretas y llegar a las ciudades más importantes. Sin embargo esos caminos merecían apenas la denominación de brechas o senderos libres, como los bautizó el inglés H.W. Hardy.

⁶ GONZÁLEZ DE COSIO, F. (1973). “Historia de las obras públicas en México”. México, Secretaría de Obras Públicas.



Un año importante en el tema de carreteras es el de 1881, en el cual el Presidente Porfirio Díaz establece la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, encargada de la planeación, construcción y conservación de los caminos en el México independiente.

Al inicio del siglo XX se introdujeron al país los primeros automóviles, que utilizaron principalmente los caminos de carretas o reales. El movimiento revolucionario impidió que se prestara atención a la transformación que precisamente en ese momento se requería en los viejos caminos carreteros, para acondicionarlos al nuevo vehículo de transporte que había aparecido: el vehículo impulsado por motor de combustión interna, el cual provocaría en todo el mundo en un lapso de tiempo corto el cambio más radical que se hubiera producido en la transportación y por ende en los caminos.

Consumada la revolución, durante el primer gobierno preconstitucional, al Presidente V. Carranza se le debe la creación el 11 de enero de 1917, la Dirección de Caminos y Puentes, como organismo especializado dentro de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas. Cuando la revolución se convirtió en un poder estable, el automóvil ya estaba considerablemente desarrollado, mientras que México se había tecnológicamente atrasado. Era imperante la necesidad de contar con caminos que unieran la capital de la República con los puertos marítimos y fronterizos, luego con las capitales de los Estados y más tarde éstas entre sí. En 1925 el Presidente Plutarco Elías Calles emitió la ley para el impuesto Federal sobre ventas de primera mano de gasolina, y cuando se crea la Comisión Nacional de Caminos. En el primer año de vida de la Comisión la construcción de caminos estuvo a cargo de firmas de Estados Unidos, pero ya en 1926 el gobierno federal decidió que la Comisión se hiciera cargo de todos los trabajos y se creó el Departamento de Ingeniería.

Veinte años después de que se creara la Comisión Nacional de Caminos, ya resaltaba la urgencia de construir caminos con especificaciones más modestas que ligaran todos aquellos pueblos, rancherías, comunidades agrarias y pequeños poblados que integraban la gran mayoría de la población y que se encontraban incomunicadas, aun cuando se encontraran ubicadas a unos cuantos Kilómetros de la red troncal. Por tal motivo en el 12 de febrero de 1947 el presidente de la República, Lic. Miguel Alemán firmó un acuerdo mediante el cual creaba el Comité Pro-Carreteras Vecinales del Valle de Mexicali. Con el mismo se estableció el antecedente de la participación tripartita entre el gobierno federal, el gobierno del estado interesado y las ciudades interesadas de cada camino.

Tal y como se ha expuesto, los ingenieros mexicanos se han encargado de los trabajos relacionados a la planeación, diseño, construcción y operación de la red carretera del país y hasta el año 2010 ya se tenía una red de caminos pavimentados con poco más de 138,000 km y cerca de 234,000 km sin pavimentar.⁷

⁷“Secretaría de Comunicaciones y Transportes”, [en línea]. *Infraestructura para el desarrollo*. Fecha de última actualización: 20 de Abril de 2012. Dirección URL: <http://www.sct.gob.mx/uploads/media/SCT_IE_2010.pdf>. [Consulta 24 de Abril 2012].



Situación actual de la red carretera nacional

Los transportes es un sector de la economía complejo y dinámico integrado por una infraestructura y servicios que tienen como principal propósito integrar y vincular a la población para la realización de sus actividades económicas y sociales a través del transporte de mercancías y personas.

A continuación se muestra una tabla donde se puede constatar que la inversión en este rubro de la construcción no ha decrecido, al menos del año de 1994 al 2010, llevando implícito en esto que en realidad existen beneficios a la nación.

**LONGITUD DE LA RED NACIONAL CARRETERA POR TIPO DE CAMINO,
ESTADO SUPERFICIAL Y POR CARRILES**
Serie anual 1994, 2000 y de 2004 a 2010
(Kilómetros)

Red nacional carretera	1994	2000	2004	2005	2006	2007	2008	2009 ^a	2010	Var % 2010/2009
Total	291 404	323 065	352 072	355 796	356 945	360 075	364 612 ^a	366 807	371 936	1.40%
Por tipo de camino										
Federal	46 643	48 464	48 575	48 362	48 319	48 475	48 627	48 844	48 972	0.26%
- Cuota ^a	6 294	6 598	7 423	7 409	7 558	7 844	8 064	8 335	8 397	0.74%
- Libre	40 349	41 866	41 152	40 953	40 761	40 631	40 563	40 509	40 575	0.16%
Estatal	56 062	64 706	75 217	71 032	72 179	73 874	76 428 ^a	78 267	79 264	1.27%
Rural	138 163	149 338	165 132	163 516	167 877	171 157	166 415	165 558	169 354	2.29%
Brechas mejoradas	50 536	60 557	63 148	72 886	68 570	66 569	73 142	74 138	74 346	0.28%
Por estado superficial										
Pavimentado	93 868	108 488	116 923	122 678	123 354	127 173	131 245 ^a	136 157	138 404	1.65%
Revestimiento	137 253	145 279	156 501	153 065	154 496	156 184	151 288	147 714	150 404	1.82%
Terracerías	9 747	8 741	15 500	7 167	10 525	10 149	8 937 ^a	8 798	8 782	-0.18%
Brechas mejoradas	50 536	60 557	63 148	72 886	68 570	66 569	73 142	74 138	74 346	0.28%
Por carriles										
Dos carriles	85 605	98 275	105 954	111 447	112 026	115 557	119 271 ^a	124 185	125 764	1.27%
Cuatro o más carriles	8 263	10 213	10 969	11 231	11 328	11 616	11 974 ^a	11 972	12 640	5.58%

^a Incluye las estatales de cuota.

^a Cifra(s) revisada(s) y modificada(s).

FUENTE: Dirección General de Planeación y Subsecretaría de Infraestructura.

Figura 1.11. Km construidos de carreteras hasta el año 2010.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Nos damos cuenta que para las cifras que se tienen ya no basta con seguir construyendo más kilómetros de carreteras, se vuelve indispensable destinar recursos públicos y privados para su correcta operación y mantenimiento. Aquí entra la palabra conservación, que a decir, la SCT cuenta con una Dirección General de Conservación que se encarga de atender todos aquellos aspectos. La red con que se cuenta actualmente está en constante modernización, las necesidades que debe de satisfacer cada vez son mayores, es decir, el volumen de tránsito aumenta, el transporte de carga cada vez exige que las estructuras de pavimento resistan mucho más, las velocidades a las que circulan los vehículos debe de aumentar y muchas necesidades más.



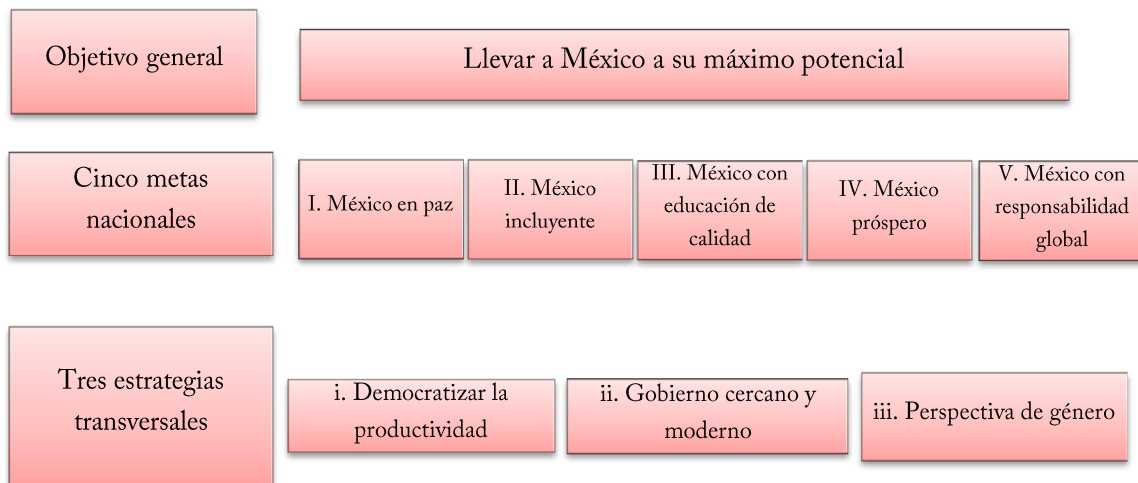
Desarrollo carretero

La introducción a este apartado es muy simple: “Si no hay desarrollo e inversión en Infraestructura, no habrá crecimiento económico de la Nación”. México no debe prescindir de la planeación a corto, mediano y largo plazo, por eso es que cada Administración tiene la obligación de crear Planes en los que plasmen sus objetivos y justificaciones de cómo llegar a ellos.

Plan Nacional de Desarrollo

La primera interrogante que surge en este apartado es ¿qué finalidad tiene contar con un Plan Nacional de Desarrollo (PND)? El Plan Nacional de Desarrollo surge a partir de dar cumplimiento al artículo 26 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos el cual nos señala que el Estado organizará un sistema de planeación democrática del desarrollo nacional que imprima solidez, dinamismo, permanencia y equidad al crecimiento de la economía para la independencia y la democratización política, social y cultural de la nación. El PND tiene como finalidad establecer los objetivos nacionales, las estrategias y las prioridades que durante la Administración Federal deberán regir la acción del gobierno, de tal forma que ésta tenga un rumbo y una dirección clara. Representa el compromiso que el Gobierno Federal establece con los ciudadanos y que permitirá, por lo tanto, la rendición de cuentas, que es condición indispensable para un buen gobierno. El Plan establece los objetivos y estrategias nacionales que serán la base para los programas sectoriales, especiales, institucionales y regionales que emanan de éste.⁸

El esquema que presenta el PND 2013-2018 está de la siguiente manera:



⁸Plan Nacional de Desarrollo. Presidencia de la República, administración 2006-2012



Con base en el PND surge lo que se denomina Programa Nacional de Infraestructura en el cual se toma mayor énfasis en la inversión que debe de realizar a ese rubro de la economía, este programa contempla el Sector Comunicaciones y Transportes en donde se describen las metas a cumplir durante la administración Federal, y los medios que se usaran para llegar a ellos, a la fecha aún no se tiene accesibilidad al PNI de la nueva administración federal es por eso que se hace referencia al Programa del sexenio anterior.

Programa Nacional de Infraestructura 2007-2012 (Sector Comunicaciones y Transportes)⁹

Se ha hecho mención al Programa Nacional de Infraestructura (PNI) 2007-2012 ya que a la fecha de impresión de este escrito aún no se publicaba a la ciudadanía el que se refiere a la Administración Federal del periodo 2012-2018. Este PNI establece los objetivos, estrategias, metas y acciones para aumentar la cobertura, calidad y competitividad de la infraestructura del país. Se deriva del Plan Nacional de Desarrollo y es un elemento fundamental para elevar el crecimiento, generar más y mejores empleos y alcanzar el desarrollo humano sustentable. El documento se divide en cuatro partes:

- i. Situación actual de la infraestructura en México;
- ii. Visión de largo plazo, con los objetivos y acciones estratégicas que se proponen;
- iii. Visión sectorial, que contiene los indicadores, estrategias, metas específicas y principales proyectos para cada uno de los sectores considerados, y
- iv. Requerimientos de inversión, donde se presentan los montos de recursos necesarios para dar cumplimiento a las metas.

Lo referente al sector Comunicaciones y Transportes se encuentra descrito en el punto iii. En dicho apartado se maneja de manera esquemática el incremento de la red carretera Federal que se contempla incorporar al país en la presente administración Federal. Para alcanzar las metas es necesario, entre otros aspectos:

- ✓ Establecer una visión de largo plazo, definiendo integralmente las prioridades y los proyectos estratégicos que impulsará la Administración Federal 2006-2012.
- ✓ Incrementar en forma sustancial los recursos públicos y privados para el desarrollo de infraestructura.
- ✓ Promover la autorización de erogaciones plurianuales para proyectos de inversión en infraestructura.
- ✓ Dar seguimiento eficaz y al más alto nivel al desarrollo de cada proyecto para detectar y controlar oportunamente los factores que puedan poner en riesgo su ejecución.

⁹ “Presidencia de la República”, [en línea]. *Programa Nacional de Infraestructura*. Fecha de última actualización: Sin fecha.

Dirección URL: <<http://www.infraestructura.gob.mx/>>. [Consulta 6 de Agosto 2012].



- ✓ Impulsar los proyectos de mayor rentabilidad social, con base en su factibilidad técnica, económica y ambiental.
- ✓ Dar certeza jurídica y promover activamente los esquemas de participación pública y privada.
- ✓ Eliminar la regulación innecesaria y los inhibidores a la inversión.
- ✓ Promover una mejor coordinación entre los gobiernos federal, estatal y municipal, y con el sector privado.

En las imágenes siguientes se puede ver a manera muy general los corredores carreteros con la que nuestro país contaba para el año 2006 y los que se pretenden construir o modernizar en la administración federal 2006-2012.

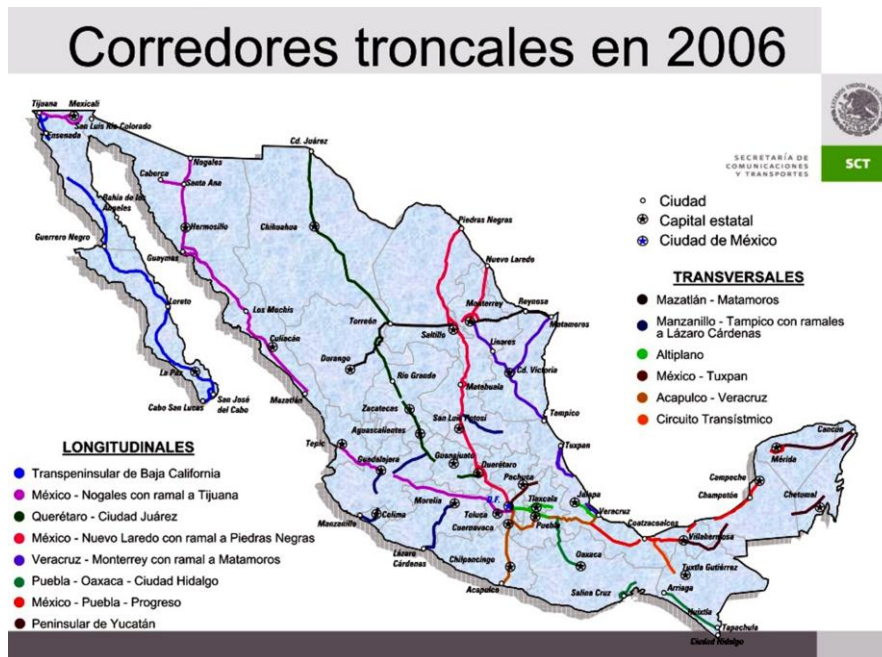


Figura 1.12. Corredores troncales en la República Mexicana al año 2006.



Figura 1.13. Corredores troncales en la República Mexicana contemplados al año 2012.

Modernizaciones: ampliaciones y rectificaciones

Dentro del PNI está contemplada la modernización de los corredores troncales transversales y longitudinales que comunican a las principales ciudades, puertos, fronteras y centros turísticos del país con carreteras de altas especificaciones, mejorar el estado físico de la infraestructura carretera y reducir el índice de accidentes. Todo esto a raíz de un análisis dónde se determina que el camino existente ya no es capaz de dar un servicio satisfactorio a todo el usuario que circulan por él, además, se necesita rectificar su geometría para admitir nuevas velocidades de circulación, ya que de acuerdo a su importancia, detonarían un crecimiento económico para la región y el país, consecuencia de disminuir los costos de transporte de varios productos y la facilidad de dotar de ellos a todas las poblaciones de la nación, que se vería reflejada en incremento del Producto Interno Bruto, dando una mejor calidad de vida a los mexicanos.

Entendemos como ampliaciones a la acción de incrementar hacia alguno de los lados o ambos el ancho de calzada y de corona de un camino con la finalidad de absorber mayor tránsito diario pero sin perder la seguridad y el confort del usuario; dentro de las modernizaciones se encuentra rectificaciones de trazo, esto se realiza para que los usuarios circulen con una mayor velocidad por el camino, se proponen radios de curvatura mayor, mejor visibilidad, menor pendiente gobernadora y menor pendiente máxima y demás aspectos que hacen posible recorrer mayores distancias en menores tiempos. Gran parte de las modernizaciones van



acompañadas de rectificaciones de trazo, por lo general éstas se llevan a cabo en lugares donde las condiciones topográficas presentaron dificultades desde la construcción del camino para dar mejores características geométricas.

El PNI dentro del Sector Comunicaciones y Transportes propone la modernización de varias carreteras, algunas de las cuales se mencionan a continuación:

- ✓ Modernización del tramo Mexicali-Caborca.
- ✓ Ampliación de la carretera La Paz-Los Cabos.
- ✓ Modernización de las carreteras Guadalajara-Zacatecas, Durango-Fresnillo, San Luis Potosí-Zacatecas y Zacatecas-Saltillo.
- ✓ Modernización de los tramos Atizapán-Atzacomulco; Indios Verdes-Santa Clara y Texcoco Calpulalpan-Apizaco.

Caminos nuevos

Se llama camino nuevo a aquella ruta carretera que será construida entre los puntos A y B para comunicarlos y que anteriormente no existía alguna otra carretera por una ruta similar que los uniera. Los objetivos del PNI en relación a la construcción de caminos nuevos son a) desarrollar ejes interregionales que mejoren la comunicación entre regiones y la conectividad de la red carretera; b) dar atención especial a la construcción de libramientos y accesos para facilitar la continuidad del flujo vehicular y; c) incrementar de 72% a 90% la red federal que opera en buenas condiciones conforme a estándares internacionales. Algunos de los caminos nuevos que se manejan en el PNI son los que a continuación se enuncian:

- ✓ Tramos Durango-Mazatlán; Saltillo-Monterrey y el libramiento de Saltillo que son parte del corredor troncal Mazatlán-Matamoros.
- ✓ Libramientos de Torreón, Chihuahua, Ciudad Juárez, Reynosa y Tampico.
- ✓ Se conectará la ruta Topolobambo-Chihuahua.
- ✓ Desarrollo de los proyectos de Sabinas-Colombia;
- ✓ San Luis Potosí-Ciudad Victoria y Nueva Rosita-Músquiz-Ciudad Juárez.
- ✓ La construcción de la carretera Cabo San Lucas-San José del Cabo.
- ✓ Construcción de los libramientos de Hermosillo, Culiacán, Mazatlán y Ciudad Obregón.
- ✓ Terminación de las carreteras Tepic-Villa Unión y Morelia-Salamanca.
- ✓ Construcción de los libramientos de Guadalajara, Morelia y el poniente de San Luis Potosí.
- ✓ Desarrollo de Ruiz-Zacatecas y Uruapan-Zamora.
- ✓ Se avanzará en la ruta San Luis Potosí-Tampico.
- ✓ Entre muchos otros tramos más.

Sin embargo, una carretera es una estructura que se apoyará sobre una cimentación, y como la mayoría de las obras de ingeniería el principal soporte es el terreno natural, aquí se llamará terreno de cimentación.



Terreno de cimentación

Las terracerías que requiere una obra vial transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; tales esfuerzos, a la vez, provocan deformaciones que se reflejan en el desempeño estructural de las mencionadas terracerías; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o de cimentación de la superestructura vial.

Se entiende como terreno de cimentación a la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma. Su función es soportar a la obra vial en condiciones aceptables de resistencia y deformación.¹⁰

Tipos de terreno de cimentación

Refiriéndose a lo escrito anteriormente respecto al terreno de cimentación, es importante tener en cuenta que la corteza terrestre está compuesta por una gran variedad de materiales, éstos pueden responder de manera excelente o pésimo como resultado al sometimiento de diferentes acciones que nuestra obra vial transmitirá en el transcurso de su vida útil; he aquí donde surge la pregunta ¿a qué tipo de materiales se enfrentarán los ingenieros durante la etapa de estudio, construcción y operación de la carretera?, y la respuesta a esto es bastante simple, básicamente los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por rocas o por suelos.

Cimentación de carreteras sobre rocas

Las rocas son materiales duros y compactos de partículas minerales con fuertes uniones cohesivas permanentes que habitualmente se consideran un sistema continuo. La proporción de diferentes minerales, la estructura granular, la textura y el origen de la roca sirven para su clasificación geológica. En la mayoría de las veces, la roca no es causa de problema como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra vial transmite esfuerzos de muy baja intensidad en comparación con la resistencia de la misma roca. La alterabilidad de la formación rocosa, tanto física como química, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de incertidumbre desde el punto de vista de apoyo.

Sin embargo, no todas las rocas presentan las mismas características que conllevan, propiamente dicho, a los mismos problemas, cada roca es diferente a otra, se pueden encontrar con un grado de alteración y fracturamiento muy distinto entre ellas. Sumando a lo anterior, el comportamiento de una roca dependerá en gran medida de su origen, ya que de ello se desprende su composición mineralógica, su textura y estructura. De una forma simplificada las rocas se pueden clasificar, en base a su composición, relaciones geométricas de sus partículas (textura) y características genéticas, en los siguientes grupos:

- ✓ Rocas sedimentarias: detríticas y no detríticas.

¹⁰RICO RODRIGUEZ, A. y DEL CASTILLO, H. (1982). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Volumen I. México: LIMUSA, S.A. de C.V.



- ✓ Rocas ígneas: plutónicas y volcánicas.
- ✓ Rocas metamórficas.

Rocas ígneas

Inicialmente sabemos que las rocas ígneas se forman por la cristalización del magma, haciéndose útil aclarar que un magma es una mezcla natural fundida de materiales petrogenéticos en solución mutua (principalmente silicatos) y algunos volátiles (a menudo vapor de agua) que se mantiene en solución por la acción de la presión; en otras palabras roca ígnea es aquella que ha solidificado a partir de sustancias calientes fundidas.

En las rocas ígneas, de acuerdo a su dureza, pueden presentar problemas de costo de excavación muy elevado; por lo general permiten taludes verticales o muy próximos a la verticalidad, cuando están considerablemente sanas, y como apoyo de un pavimento requieren de la colocación de una capa de suelo intermedio en los cortes, para eliminar las irregularidades que quedan tras el proceso de conformación.

Rocas sedimentarias

Una vez que las rocas se han formado a partir del magma que asciende y sale a la superficie, pueden sufrir diversos procesos que las transforman. Por una parte, pueden ser pulverizadas por la erosión y, sus fragmentos, dar origen a rocas sedimentarias. Éstas, están compuestas por materiales transformados, formadas por la acumulación y consolidación de materia mineral pulverizada, depositada por la erosión.

La dureza de las rocas sedimentarias, en general, es menor que las rocas ígneas, lo que se traduce a una mayor facilidad de excavación y abatimiento de costos en ese aspecto; en este tipo de rocas abundan las rocas deleznales (que se rompen, disgregan o deshacen fácilmente), especialmente las de estructura aglomerada. En México, una de las rocas más comunes de encontrar es la caliza entre las que se encuentran todo tipo de comportamientos, ya que mientras las de grano fino son duras y permanentes, las de grano grueso son blandas y deleznales. Las lutitas y las margas suelen ser relativamente fáciles de excavar; con gran frecuencia son inestables ante la presencia del agua; al igual que los yesos y rocas similares pueden ser expansivas al absorber agua, este comportamiento las hace peligrosas especialmente en cortes y relleno de muros de retención. En las rocas sedimentarias relativamente sanas es también frecuente construir taludes seguros muy próximos a la vertical.

Rocas metamórficas

Cualquier roca cuando se somete a intensas presiones y temperaturas sufre cambios en sus minerales y se transforma en un nuevo tipo que llamamos *roca metamórfica*.

El proceso metamórfico se realiza en estado sólido, es decir las transformaciones se producen sin que la roca llegue a fundirse. La mayoría de las rocas metamórficas se caracterizan por un aplastamiento general de sus



minerales que hace que se presenten alineados. Esta estructura característica que denominamos foliación se aprecia muy bien en rocas como las pizarras, los esquistos y los gneises.

Los esquistos y las pizarras son quizá las rocas metamórficas más frecuentes en la tecnología de las vías terrestres; son fáciles de excavar, hasta el grado que en muchas ocasiones no se requiere el empleo de explosivos simplemente basta con los medios mecánicos para su extracción. Al presentar planos de foliación muy marcados en la mayor parte de los casos, estas rocas se rompen a lo largo de ellos por lo que su echado es muy importante cuando aparecen en cortes y laderas. Son rocas altamente deleznable y como producto de alteración final producen arcillas muy inestables, en algunas ocasiones en tiempos cortos que caen dentro de la vida útil de la obra.

Cimentación de carreteras sobre suelos

Es común creencia la de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene perfil, y éste es un hecho del que se hace abundante aplicación.

Los suelos tienen su origen en los macizos rocosos preexistentes que constituyen la roca madre, sometida a la acción ambiental disgregadora de la erosión en sus tres facetas:

- *Física*, debida a cambios térmicos (lo que origina dilataciones diferenciales entre los diferentes minerales y da lugar a acciones y fisuras internas) y a la acción del agua (arrastres de fragmentos ya erosionados; posible acción directa por congelación, que produce tensiones internas por el aumento de volumen del hielo respecto al agua; acción altamente de humedad-sequedad a lo largo del tiempo, etc.) estas acciones físicas tienden a romper la roca inicial y a dividirla en fragmentos de tamaño cada vez menor, que pueden ser separados de la roca por agentes activos (agua, viento, gravedad) y llevados a otros puntos en los que continúa la acción erosiva. Es decir, tienen a crear las partículas que van formando al suelo.
- *Química*, originada por fenómenos de hidratación (por ejemplo, paso de anhídrita o sulfato hemihidratado a yeso o sulfato de anhídrita), disolución (de sales, como los sulfatos en el agua), oxidación (de minerales de hierro por efecto ambiental), cementación (por agua conteniendo carbonatos previamente disueltos a partir de otra roca), etc. Esta acción, por lo tanto, tiende tanto a disgregar como a cementar, lo que quiere decir que puede ayudar a la acción física y, posteriormente, cementar los productos formados, dando unión química a las partículas pequeñas, tamaño suelo, que se forman, aunque la mayor parte de las veces contribuye más a destruir y transformar que a unir.
- *Biológica*, producida por actividad bacteriana, induciendo putrefacciones de materiales orgánicos y mezclando el producto con otras partículas de origen físico-químico, actuando de elemento catalizador, etc.



Todo ello da lugar a fenómenos de disgregación (alteración o meteorización) y transformación de la roca, dando origen a la formación de suelos.

Los terrenos de cimentación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción.

Suelos friccionantes

Los suelos friccionantes (gravas, arenas y limos no plásticos o las mezclas en que estos materiales predominan), en la mayoría de los casos no presentan problemas de capacidad de carga suficiente, además de que poseen características de compresibilidad que no provocan problemas de asentamientos importantes.

Los materiales como arenas y limos muy sueltos presentan complicaciones de erosión y asentamientos bruscos debido al colapso rápido de su estructura simple cuando es sometido a cargas de suma importancia, dichos colapsos pueden asociarse a flujos de agua en el subsuelo, ya sea por infiltración de la misma desde la superficie o por el crecimiento del nivel freático. Este problema no debe preocupar cuando el terreno esta soportando a las terracerías ya que estas absorben con gran facilidad los movimientos, causa alarma cuando sobre ellos se encuentra cimentada una estructura rígida que comúnmente se construyen en las vías terrestres (puentes, losas, muros de contención, etc.).

Las problemáticas que se presentan en este tipo de suelos son las asociadas a las fuerzas hidrodinámicas producidas por un flujo ascendente de agua, al vencer el peso de las partículas, provocan efectos de boyancia que hacen que el suelo pierda total o casi totalmente su capacidad de carga, con sus respectivos efectos a la obra vial. Este problema es poco frecuente y no de causar conflicto tan pronto como la altura de los terraplenes sea de una altura considerable, pero pueden desempeñar algún papel en la cama de ciertos cortes. La solución a este tipo de problemáticas será cortar el flujo o disminuir su gradiente a niveles convenientes. Otro problema por efecto del agua en estos materiales es la tubificación, producida cuando el agua se infiltra a través del suelo de cimentación con un gradiente hidráulico mayor que el crítico, de manera que existirá arrastre de partículas. Los suelos más propensos al fenómeno de tubificación son los friccionantes finos, permeables sin cementación, con índice plástico menor de 10%. Dicho fenómeno es más frecuente cuando en estos hay estratificación errática, con mantos permeables, susceptibles de acelerar el fenómeno. Los filtros graduados prevén de un excelente alternativa de solución para evitar el fenómeno de tubificación en el terreno de cimentación, aunque por razones de costo su uso debe de estar limitado a la tecnología de las vías terrestres a aquellos sitios donde el riesgo de que se presente esta acción esté comprobado y en el que sus consecuencias puedan ser muy considerables.

La licuación ha provocado las fallas más espectaculares debido a la cantidad de masa que en ella interviene. En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas es muy probable que una acción dinámica rápida (un



sismo) provoque un aumento en la presión del agua que crece a un ritmo mayor de la que alcanza a disiparse por la salida del agua de los poros de la estructura de suelo. Al incrementarse las presiones en el agua debilitan la estructura del suelo provocando que pierdan contacto entre sus partículas y llevando su resistencia de esfuerzo cortante muy cercanos al valor de cero, por consiguiente el suelo se comportará como un líquido fluyendo bajo la acción de las cargas que provoca el fenómeno. Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas (ya que en estas la deformación tiende a compactar la estructura, transmitiéndose directamente al agua las presiones que generan el fenómeno), uniformes, finas (en ellas su permeabilidad es más reducida, oponiendo mayor resistencia a la disipación de presiones en el agua) y saturadas, los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos. El único medio que parece seguro para impedir la licuación consiste en compactar los terrenos propensos.

Suelos de baja compresibilidad

En suelos de compresibilidad relativamente baja (ML, CL y OL) no se plantean problemas especiales a la superestructura de la obra vial; los pequeños asentamientos que puedan llegar a presentarse son absorbidos fácilmente por la flexibilidad propia de dicha superestructura y la capacidad de carga del terreno suele ser la suficiente para soportar a los terraplenes que estén proyectados construirse. En estructuras especiales más rígidas como puentes u obras menores de drenaje se podrán encontrar soluciones acordes aplicando teorías disponibles que consideran la capacidad de carga del terreno y los movimientos tolerables de la estructura.

Suelos de alta compresibilidad

Es muy diferente el panorama cuando se tienen suelos de alta compresibilidad (CH, MH, OH y P). Por lo general, los terrenos con estas características suelen abundar más en formaciones fluviales, lacustres o marinas. La falta de resistencia en un suelo de cimentación es parcialmente crítica cuando la obra requiere altos terraplenes, lo que sucede principalmente en accesos a puentes y pasos a desnivel, en llanuras de inundación, en ríos o esteros y en zonas en que exista un tirante de agua. La falta de resistencia del terreno de cimentación bajo un terraplén puede producir una falla por falta de capacidad de carga, asociada a un hundimiento brusco y destructivo del terraplén, con bufamiento del terreno a ambos lados de aquel (o a un solo lado), no lejos de la línea de ceros.

Principales problemas que se presentan en la construcción y operación de obras viales sobre terrenos deformables y poco resistentes

Problemas durante la construcción

El primer inconveniente al que el ingeniero tendrá que enfrentarse en el momento de la construcción de un proyecto carretero, que necesariamente atraviesa zonas donde el suelo de cimentación presenta una muy baja capacidad de carga y que además es muy deformable, es aquel que se refiere al mismo proceso constructivo,



¿cómo poder mantener la maquinaria y el equipo sin que estos sufran hundimientos o fallas al momento de ejecutarlos?



Figura 1.14. Excavadora con dificultades en un suelo saturado.

Fuente: Internet.

Problemas en la operación

Sin embargo, los problemas más críticos se presentan en la etapa de operación, ya que en este periodo los usuarios, los encargados de mantener en condiciones de funcionamiento aceptable la Infraestructura son los que se ven afectados.

Posiblemente el problema más grave que se presentan después de la construcción en un suelo de cimentación fino y compresible es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que presentan los terraplenes, éstos asentamientos provocan:

- ✓ Pérdida de bombeo, ya que la presión ejercida por el terraplén es mucho mayor en el centro que bajo los hombros del camino.
- ✓ Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal debido a la heterogeneidad en la cedencia del terreno de cimentación; estos provocan problemas en la funcionalidad del camino, en el pavimento, en el drenaje superficial, etc.
- ✓ Disminución de la altura del terraplén, situación grave cuando éste atraviesa zonas de inundación.
- ✓ Perjuicios en el comportamiento de obras de drenaje menor, que adquieren una configuración hidráulicamente inconveniente y se agrietan, al hundirse más en el centro que en los extremos.
- ✓ Agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando esta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas.
- ✓ Pérdida de la apropiada transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras, cuando éstas, cimentadas por ejemplo en pilotes de punta, no participan en el asentamiento general.



Terraplén

Llega el momento de tratar otro tema interesante, es el que se refiere a la estructura que está directamente en contacto con el terreno de cimentación y que es la encargada de transmitir los esfuerzos que provoca el paso de vehículos sobre el pavimento. Podemos encontrar diferentes definiciones sobre el tema, sin embargo se escribirá aquella que la SCT emplea para referirse al tema.

Terraplén. Estructuras ejecutadas con material adecuado producto de cortes o de préstamos, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado. Se consideran también como tales, las cuñas contiguas a los estribos de puentes y de pasos a desnivel, la ampliación de la corona, el tendido de los taludes y la elevación de la subrasante, en terraplenes existentes; y el relleno de excavaciones adicionales debajo de la subrasante, en cortes.

Materiales

Los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes serán aquellos que provengan de cortes y/o préstamos y que sean adecuados a juicio de quien ordene su construcción, en el caso de México la mayor parte de las carreteras esta a cargo de la SCT.

Para fines de la formación de terraplenes, los materiales que se empleen en la construcción de los mismos se clasificarán de la siguiente manera:

- Material compactable
- Material no compactable

Material compactable

Los materiales que se pueden emplear son los que se presentan en la tabla de la página siguiente.



Tabla 1.1. CLASIFICACIÓN DE MATERIALES PARA TERRACERÍAS

Tipo	Sub-tipos	Símbolo de grupo	Características para su acomodo	Pruebas especificadas para la obtención de los pesos volumétricos secos máximos	Recomendaciones para su uso		
					Cuerpo de terraplén	Capa sub-rasante en terraplenes y cortes	
FRAGMENTOS DE ROCA	GRANDES Mayores de 75cm y menores de 2m	Fg Fgm Fgc Fgmc Fgcm	Susceptibles de acomodarse con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, acomodándolos en su posición más estable, entendiéndose que el simple volteo no constituye un acomodo adecuado.	NO DEBEN USARSE	
	MEDIANOS Mayores de 20cm y menores de 75cm	Fm Fmc Fmg Fmcg Fmgc	Susceptibles de acomodarse por bandeado, con tractor y/o equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE	
	CHICOS Mayores a 7.6cm y menores a 20cm	Fc Fcm Fcg Fcmg Fcgcm	Susceptibles de acomodarse por bandeado, con tractor y/o equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE	
SUELOS	Gruesos	Gravas	GW GP GM GC	AASHTO ESTÁNDAR SIEMPRE QUE EL PROYECTO NO INDIQUE OTRA PRUEBA. En casos especiales el proyecto deberá indicar el procedimiento a seguir en el control de la compactación.	90% de compactación	95% de compactación	
		Arenas	SW SP SM SC				
	Finos	Límite Líquido menor de 50%	ML CL OL		Susceptibles de compactarse con equipo especial. Para este tratamiento.	NO DEBEN USARSE	NO DEBEN USARSE
		Límite Líquido entre 50% y 100%	MH ₁ CH ₁ OH ₁				
Altamente orgánicos	Turba	Pt				95% de compactación en carreteras, en Aeropistas no deben usarse. NO DEBEN USARSE	

El proyecto deberá especificar aquellos casos en que no sea posible construir por capas, todo o parte del terraplén. Las mezclas de fragmentos de roca y suelos, en que predominen éstos, podrán, en algunas ocasiones, ser susceptibles de compactarse con equipo especial, aunque no pueda determinarse el grado de compactación. Esto solo podrá hacerse en el cuerpo del terraplén y el proyecto fijará el procedimiento a seguir en estos casos.

No deberán usarse materiales con valor relativo de soporte saturado menor al de 10% o expansión mayor de 3%.

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES SCT. (1986) "Normas de Calidad de los Materiales. Carreteras y Aeropistas. Materiales para terracerías.", Libro 4.01.01. México



Materiales no compactables

Son los fragmentos de roca provenientes de mantos sanos, tales como: basaltos, conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos, andesitas y otras que excedan el 20% en volumen de material que se retenga en la malla setenta y seis (76) milímetros (3”) y 5 % en volumen total, de fragmentos de roca mayores de quince (15) centímetros (6”).

N-CMT—1-01/02

Norma actual que se refiere a la calidad de los materiales para empleo en cuerpo de terraplén.

Contenido

Esta Norma contiene los requisitos de calidad de los materiales que se utilicen en la construcción de terraplenes.

Definición y clasificación

Los materiales para terraplén son suelos y fragmentos de roca, producto de los cortes o de la extracción en bancos, que se utilizan para formar el cuerpo de terraplén hasta el nivel de desplante de la capa subyacente.

Requisitos de calidad

Los materiales que se utilicen para la formación de terraplenes cumplirán con los requisitos de calidad que establece la Tabla 1.2 de este escrito, a menos que exista un estudio previo aprobado por la Secretaría, que justifique el empleo de materiales con características distintas. En ningún caso se utilizarán materiales altamente orgánicos como turba (Pt), ni materiales producto de despalmes.

Tabla 1.2.- Requisitos de calidad de materiales para terraplén	
Característica	Valor
Límite líquido; %, máximo	50
Valor Soporte de California (CBR) ¹ ; %, mínimo	5
Expansión; %, máxima	5
Grado de compactación; %	90±2

^[1] En especímenes compactados dinámicamente al porcentaje de compactación indicado en la Tabla 1.1, con un contenido de agua igual al del material en el banco a 1.5m de profundidad.

^[2] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASTHO Estándar, del material compactado con el contenido de agua óptimo de la prueba, salvo que el proyecto a la Secretaría indique otra cosa. Cuando el material sea no compactable se colocará en capas de espesor mínimo que permita el tamaño



máximo del material y se bandeará, previa aplicación de un riego de agua a razón de 150L/m³, dando como mínimo tres pasadas en toda la superficie en cada capa, con un tractor de 36.7t con orugas.

Criterios para aceptación o rechazo

La aceptación de los materiales para terraplén por parte de la Secretaría, se hará considerando lo siguiente:

El encargado de elaborar el estudio geotécnico o del banco, es el responsable de determinar, a nivel de estudio, que el material cumpla con los requisitos de calidad indicados en la Norma N-CMT—1-01/02, según el tipo de material establecido en el proyecto.

En el caso de que el Contratista de Obra seleccione el material o el banco, él será el responsable de asegurar que el material cumpla con los requisitos de calidad señalados en la norma N-CMT—1-01/02. El Contratista de Obra entregará a la Secretaría un certificado de calidad que garantice el cumplimiento de todos los requisitos establecidos en la norma N-CMT—1-01/02, expedida por su propio laboratorio o por un laboratorio externo aprobado por la Secretaría.

Durante el proceso de producción, con objeto de controlar la calidad del material en la ejecución de la obra, el Contratista de Obra, por cada trescientos (300) metros cúbicos, o fracción del material de un mismo tipo, extraído de un corte o un banco, realizará las pruebas necesarias que aseguren que cumple con el límite líquido indicado en la Norma, entregando a la Secretaría los resultados de dichas pruebas.

Además de lo señalado en el párrafo anterior, el Contratista de obra, por cada mil (1000) metros cúbicos o fracción del material de un mismo tipo, extraído de un corte o un banco, realizará las pruebas necesarias que aseguren que cumple con todos valores establecidos en la Norma, entregando a la Secretaría los resultados de dichas pruebas.

Una vez tendidas y compactadas las capas de terraplén, el Contratista de Obra realizará las pruebas necesarias que aseguren el grado de compactación establecido en la Norma, en el proyecto o señalado por la Secretaría en el número y con la periodicidad indicada por los mismos.

En cualquier momento, la Secretaría puede verificar que el material suministrado cumpla con cualquiera de los requisitos establecidos en la Norma, siendo motivo de rechazo el incumplimiento de cualquiera de ellos.

Es así como este capítulo dio una breve introducción a la importancia de las carreteras y los problemas que éstas pueden llegar a presentar a los ingenieros y a los técnicos y profesionales que se dedican a la planeación, proyección, construcción y operación de las mismas.

Capítulo II

Métodos tradicionales para mejoramiento de suelos deformables y poco resistentes



A lo largo de la historia, el hombre se ha enfrentado a diversos obstáculos en la construcción de carreteras, uno de ellos se presenta cuando el trazo de un camino necesariamente tiene que atravesar zonas planas con drenaje superficial deficiente y están formados por material muy fino u orgánico, características que hacen posible la presencia de suelos deformables y poco resistentes.

Es frecuente que en la planeación y construcción de una carretera se presenten los suelos blandos, por lo que el empleo de estos se hace inadecuado para dicho fin. Este suceso da pie a que existan tres posibilidades de decisión:

- ✓ Aceptar el material tal como se encuentre, pero tomando en cuenta realistamente su calidad en el diseño efectuado.
- ✓ Eliminar el material insatisfactorio o;
- ✓ Prescindir de usarlo, substituyéndolo por otro de características adecuadas.

Este segundo capítulo está destinado a la explicación de métodos para cimentar terraplenes en suelos muy blandos, que sirva como antecedente para comparar las nuevas tecnologías que se emplean para dicho fin, en este caso el empleo de geosintéticos.

El primer requisito para superar este tipo de inconvenientes es detectarlos y esto debe ocurrir en la etapa de proyecto, mucho antes de que se puedan producir costosos daños a la carretera y en momentos en que aún pueden existir cambios en el proyecto, tal es el aspecto de desviar la línea de trazo, evitando pasar por el sitio. Pero una vez que por cualquier razón se decide aceptar los peligros y altos costos que significa cruzar una zona con las características adversas a un buen funcionamiento de la obra es necesario que se comprendan todos los métodos de proyecto y construcción que están disponibles, además de un buen conocimiento de las características de compresibilidad y resistencia de los suelos sobre los que se construirá la carretera, así como de los que se emplearán en la construcción de la misma. Todo esto se logra explorando y realizando pruebas de laboratorio de manera cuidadosa, ya que se requiere obtener pruebas inalteradas del material.

La información que se obtenga sobre el terreno de cimentación deberá arrojar datos suficientes que logren hacer comprender los dos problemas principales: 1) la estabilidad del terraplén y; 2) asentamiento del terraplén.

La magnitud y la naturaleza del problema que se pueda tener en cada caso quedan en gran parte influidas por algunas características que se mencionan ahora:

- 1 Las dimensiones del terraplén. Su altura y ancho influyen mucho en la solución que tenga que adoptarse. Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento mucho más que otro bajo y ancho, por lo cual en los primeros puede ser más efectivo un procedimiento de construcción a base de desplazar el material de cimentación.
- 2 Características de la cimentación. Influyen sobre todo el perfil de resistencia y espesor del suelo.



- 3 Materiales de construcción. Este punto se ve afectado por la disponibilidad y costo de los materiales con que se hará el terraplén. Por ejemplo, si no existe material granular a una distancia aceptable no podría pensarse en su colocación bajo el agua a volteo. Por otra parte, el uso de materiales ligeros, como tezontles o cenizas volcánicas, sólo será posible cuando las distancias de acarreo sean adecuadas, pero, viendo otro aspecto, la posibilidad de empleo de tales materiales abre oportunidades de utilizar muchas soluciones que de otra manera estarían vedadas.
- 4 El programa de construcción. En este sentido es trascendental el momento en que haya de construirse la estructura de pavimento definitiva, como también lo es el que exista o no disponibilidad de tiempo para construcción por etapas, uso de sobrecarga, etc.
- 5 Localización. Las condiciones topográficas del lugar, sean naturales o creadas por el hombre como consecuencia de otras obras también influyen en gran medida en la selección de métodos que puedan emplearse para dar solución a un problema dado. De ejemplo se pone la existencia de una población, esto impone severas restricciones al empleo de explosivos, o el de disponer un derecho de vía estrecho imposibilitando el uso de bermas o la formación de ondas de lodo.

Pese a todas las posibles complicaciones, se ha pensado en diferentes formas de estabilizar el terreno de cimentación constituido por suelos deformables y poco resistentes de tal manera que logren soportar la estructura de terraplén, disminuyendo los asentamientos diferenciales y garantizando la estabilidad de la estructura vial.

Las propiedades más importantes de los suelos blandos son el peso específico (1.5 ó 1.6), el contenido de agua (pueden variar de 400% a 1500%; se ha reportado algún valor mayor a 2000%), la permeabilidad (10^{-2} y 10^{-4} cm/s), la resistencia al esfuerzo cortante (desde 0.10 a 9.35 T/m², registros de diferentes partes del mundo) y la compresibilidad. Por el alto contenido de agua y por la dificultad en la obtención y labrado de los especímenes en este tipo de suelos deberá cuidarse especialmente las manipulaciones de muestreo y prueba, a fin de que los resultados que se obtengan sean estadísticamente concordantes.

El agua en las carreteras

Del agua que precipita y cae sobre el terreno natural en el lugar en que se construirá una vía terrestre, parte de ésta escurre sobre la superficie y otra tanta se infiltra en él y lo restante se evapora. La relación entre el agua que escurre y la precipitación total es lo que se conoce como coeficiente de escurrimiento del terreno; este factor varía dependiendo del tipo de terreno, pendiente de la superficie, vegetación existente, etc.

El agua que corre sobre la superficie del terreno, lo erosiona, y más tarde o más temprano, se incorpora a alguna corriente superficial.



Lo que se infiltra a través del suelo, lo penetra hasta ser detenida por una capa impermeable y satura la zona suprayacente a esta capa, formando el nivel de aguas freáticas, que se mantendrá a un nivel más o menos constante en tanto no exista modificación substancial en el régimen hidráulico de la zona. Cuando el agua freática aflora o es poca profunda, da lugar a terrenos pantanosos. Cuando el agua freática está relativamente profunda, pero el terreno sobre ella es fino y con potencial capilar elevado, aquella puede ascender a importantes alturas y puede llegar a perjudicar a las terracerías y a los pavimentos. A continuación se mencionan los efectos principales a que dan lugar los cambios en el agua freática y capilar dentro del terreno de cimentación.

- i. Al cambiar el contenido de agua de los suelos cambian sus propiedades mecánicas más importantes, tales como la resistencia al esfuerzo cortante, que disminuye notablemente en suelos arcillosos o con apreciable contenido de finos cuando aquél aumenta, y la compresibilidad, que crece cuando el suelo fino adquiere agua. En suelos arenosos, especialmente en los cementados con sustancias solubles, la invasión del agua puede producir cambios drásticos en la estructuración, y por ende, en la resistencia; también en este caso disminuye la resistencia por las fuerzas boyantes que se ejercen los materiales bajo el nivel freático. Todo lo anterior se refleja en los asentamientos producidos en los terraplenes, en la posible falla de éstos, en las deformaciones que puede sufrir la capa subrasante, etc.
- ii. Los movimientos y variaciones en el agua freática no son nunca uniformes, por lo que producen áreas de diferentes comportamientos en el terreno de cimentación.
- iii. Los cambios en contenidos de agua propician cambios de volumen perjudiciales en suelos expansivos.
- iv. En suelos susceptibles a heladas la existencia de agua es particularmente peligrosa, debido a los cambios de volumen y resistencia que se producen en el congelamiento periódico.
- v. La acción del agua en los pavimentos puede producir efectos destructivos diferentes de los asociados a los cambios de volumen o de resistencia de los suelos, tales como el bombeo o la separación de la película de asfalto de las partículas de agregado en las carpetas o en las bases asfálticas.

Además de esos efectos, el agua que corre superficialmente produce erosiones en la obra vial y en el terreno de cimentación que son siempre indeseables. Es indispensable el drenaje superficial de estas aguas.

Muchos de los métodos de tratamiento del terreno de cimentación que ofrecen mejores resultados están relacionados con la eliminación del agua del interior de los suelos. Estas son las técnicas de Subdrenaje que desempeñan un papel fundamental en la ingeniería de las vías terrestres y que están destinadas a desempeñarlas en forma más importante cada vez.

Cuando se coloca el terraplén sobre el terreno natural se modifica el régimen hidráulico, en el sentido de que se impide la evaporación del agua en un área que anteriormente era de libre exposición; por esta casusa el nivel freático tenderá siempre a ascender en el terreno natural bajo los terraplenes. Además en el terreno natural puede existir agua, sea propia del lugar o proveniente de un flujo que provenga desde otra parte.



Drenaje superficial

Los tratamientos de drenaje en las carreteras están encaminados a conducir el agua que escurre a lugares donde ésta no cause daños importantes a la estructura de terracerías y a la del pavimento, por tanto, la fracción de agua que se precipita y esta no se infiltra ni evapora tiene que ser debidamente encausada.

Las estructuras de drenaje más espectaculares de una carretera son los puentes y las alcantarillas, responsables principales del drenaje transversal, es decir, del paso de grandes masas de agua, arroyos, ríos, etc., a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella. Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas obras de drenaje menor, la frontera entre ambos tipos de estructura no está definida; convencionalmente se acepta en México que un puente es la obra que tiene algún claro de longitud mayor que 6 m, reservándose el nombre de alcantarilla para estructuras resueltas con claros menores, independientemente del hecho de que estos claros menores de 6 m pudieran repetirse varias veces, dando a la obra en conjunto una longitud más grande que ese límite

Obras mayores de drenaje

Como ya se leyó en líneas anteriores, se denominan obras de drenaje mayor a los puentes, su función es permitir el paso del agua de manera transversal al eje del camino y éstos se justifican cuando el gasto que escurre y cruzará el camino es muy alto, el cual requerirá un área hidráulica grande. Económicamente son muy costosos, requieren de estudios hidrológicos, hidráulicos, topohidráulicos, de mecánica de suelos y elaboración de proyecto estructural a detalle. Presentan en algunas ocasiones desafíos en la cimentación de la estructura, empleando técnicas sofisticadas tales como pilotes de punta o fricción, los cilindros o los grandes cajones de cimentación.

Obras menores de drenaje

Las alcantarillas, según su importancia hidráulica, pueden resolverse con uno o varios tubos de concreto, con estructuras de bóveda de mampostería sobre muros de mampostería o de concreto o losas de concreto sobre estribos de mampostería o más comúnmente también de concreto. Todas las anteriores constituyen el grupo de las llamadas obras rígidas, por ser muy pequeñas las deformaciones que pueden sufrir bajo el peso de terraplén sobre y a los lados de ellas. Además existen alcantarillas flexibles, generalmente de metálicas de lámina corrugada, que se usan mucho en secciones tubulares; en estas obras, las deformaciones bajo las presiones de tierra son importantes y ello impone diferencias geotécnicas notables.

Cuando lo exige el gasto que ha de desalojarse o en algunos casos que impone la topografía del lugar, todas estas obras pueden repetirse adosadas unas a otras, dando lugar a alcantarillas múltiples. En suelos muy blandos suele recurrirse a la construcción de cajones de concreto.



Una alcantarilla generalmente reduce en algo el área del cauce natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de la velocidad dentro y a la salida de la obra. La profundidad del embalse y el aumento de la velocidad dependen del diseño hidráulico y son factores muy importantes para condicionar el mismo. Si el embalse es alto y duradero puede llegar a causar problemas en los terraplenes por erosión interna y tubificación; si rebasa la altura del terraplén producirá seguramente su falla catastrófica, ya que la obra de tierra no estará proyectada para tales condiciones, porque siempre es más económico construir una alcantarilla.

Las recomendaciones geotécnicas para la colocación de alcantarillas pueden resumirse como a continuación se lee:

- ✓ Siempre que sea posible las alcantarillas deberán colocarse en el fondo del cauce natural sin transiciones fuertes tanto en el alineamiento vertical como horizontal.
- ✓ Cuando no siga la línea de fondo del cauce natural, deberán colocarse en una trinchera de suelo firme.
- ✓ En cualquier localización que no sea el fondo del cauce natural se hará un estudio económico cuidadoso para establecer claramente que el costo de conservación de la localización elegida no hace nulo el ahorro en costo de construcción que con ella se tenga.
- ✓ Cuando las alcantarillas no estén alineadas con el cauce natural, deberá tenerse especial cuidado en que su entrada y su salida resulte apropiada al agua, sin quiebres bruscos o salientes capaces de fomentar turbulencias o erosiones.
- ✓ El gradiente hidráulico que exista dentro de la alcantarilla deberá ser tal que la velocidad del agua en ella sea igual o mayor que la que tenía en el mismo trecho de cauce natural.
- ✓ Deben evitarse en las alcantarillas contracciones en la vena líquida.

Sin embargo hasta ahora se ha leído a cerca del cruce de un gran gasto de agua a través del camino, hace falta comentar acerca de la que se precipita sobre y muy cerca del camino, agua que debe de ser canalizada para su eliminación. En el ámbito de las carreteras se conocen como Obras Complementarias de Drenaje.

Obras complementarias de drenaje

Son obras que canalizan, conducen y eliminan el agua superficial y que suelen construirse en caso dado, según las necesidades específicas de tal situación, pero que carecen de encasillamiento general.

Las obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; por lo menos no tienen que serlo. Son obras que deben hacerse sólo en lugar en que se requieran, ya que de otra manera se gastará dinero y pueden inclusive producirse resultados contraproducentes.



El bombeo

Se denomina bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras para permitir que el agua que directamente precipita sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. Para los caminos normales de dos carriles de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobreelevación necesaria, de tal forma que según se entra a la curva, esta última domina rápidamente, de manera que la pendiente transversal ocurre sin discontinuidades, desde el hombro más elevado al más bajo; en este caso y dentro de la transición de la sección en tangente a la de curva, suele haber una zona donde se complica un poco la conformación de la pendiente transversal adecuada, pero que se mejora siempre con la existencia de una pendiente longitudinal. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, del orden de 1.5%.

Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, el bombeo, tiende a perderse con el tiempo, porque se produce mayor asentamiento en el centro de la sección en comparación con la de los hombros; el cálculo de asentamientos permite conocer esa diferencia en el valor de dicho asentamiento, a fin de contemplarlo en el proyecto, proponiendo un bombeo inicial mayor, para evitar, o por lo menos, mitigar el problema, que tiene su importancia práctica, ya que no se debe perder de vista que las nivelaciones futuras se realizan con material de carpeta, que es la capa más costosa.

Las guarniciones

Las guarniciones tienen relación con el drenaje, aunque este no sea el objetivo de dichos elementos, pues canalizan el agua que escurre en la superficie de rodamiento, dirigiéndola hacia salidas especialmente proyectadas.

Los bordillos

Son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones en terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las bajadas, evitando erosiones en los taludes y saturación de estos por el agua que cae sobre la corona del camino.

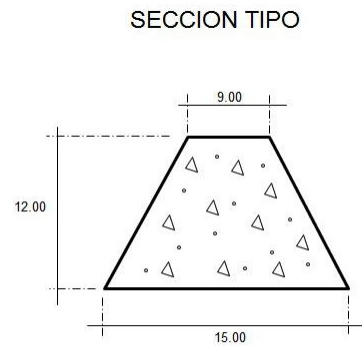
La altura del bordillo debe ser suficiente para que no sea rebasado por el agua almacenada, pero no debe rebasar ciertos límites, arriba de los cuales crea una sensación psicológica de confinamiento que es inconveniente para el vehículo que ha de estacionarse en el acotamiento o eventualmente circular por él; los bordillos demasiado altos también pueden impedir que las puertas de los vehículos tengan libertad de abrirse. Se recomienda que la altura no sobrepase los 25 cm, en la práctica actual mexicana se construyen de 12 cm, y han trabajado muy bien.



En bordillos de concreto hidráulico debe prevenir los cambios volumétricos efecto de la temperatura, que suele solucionarse con juntas de expansión cada 10 m.

El gasto que debe esperarse para ser canalizado por un bordillo puede calcularse en función del área drenada (entre lavaderos), de la precipitación máxima por hora y de la duración de ésta. Al aumentar la pendiente longitudinal de la carretera aumenta la velocidad de escurrimiento del agua confinada por los bordillos y, por consiguiente, disminuye el requerimiento de área hidráulica, el tirante y el ancho de la lámina de agua.

La liga entre los bordillos y los lavaderos o bajadas que finalmente eliminan el agua de la corona de la vía debe ser motivo de atención para el mantenimiento eficiente del sistema; con respecto a esto, conviene deprimir ligeramente la superficie del acotamiento cerca de la entrada de los lavaderos. Lo usual es unir el bordillo con los lavaderos por medio de dos curvas, confinando la zona deprimida del acotamiento. La curva correspondiente al lado aguas arriba del bordillo respecto al lavadero suele hacerse más amplia que la de aguas abajo, para facilitar el paso del agua.



ACOT : Cm

Figura 2.1. Sección tipo de bordillo.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Los lavaderos

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con la misión de conducir el agua de lluvia que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, donde ya no cause daños. En general, son estructuras de muy fuerte pendiente y en esta circunstancia radica la mayoría de los peligros que los aquejan.

Están sobre los terraplenes, sobre los lados en terraplén de cortes en balcón o en los lados interiores de curvas, cuando corresponden a secciones en terraplén. En tramos en tangentes suelen disponerse cada 60 ó 100 m, pero esta separación puede ser variable, dependiendo de la pendiente longitudinal de la carretera y del régimen de precipitación pluvial de la zona.

Las fuertes velocidades con que el agua baja por el lavadero harían, en principio, la construcción de una caja disipadora de energía al pie del mismo, con objeto de evitar erosiones del propio lavadero al pie del terraplén; la alternativa sería la prolongación del lavadero en un abanico de amortiguación y en la longitud necesaria. Cuando se tienen terraplenes muy altos y el gasto es considerable, lo que suele realizarse es la construcción de la plantilla del mismo muy rugosa, y una alternativa es el empleo de mampostería, de esta manera se crea un flujo turbulento introduciendo aire al mismo provocando pérdidas de energía.



Los lavaderos se colocan también como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contracunetas. En este caso se presenta una zona crítica en la unión entre ambas estructuras, pues existe entonces el peligro de que el agua se introduzca bajo el lavadero, erosionando y disminuyendo su sustentación, con riesgo de falla. Para evitar este peligro es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que el lavadero tenga dentellón de entrada, para protegerlo del efecto de filtración.

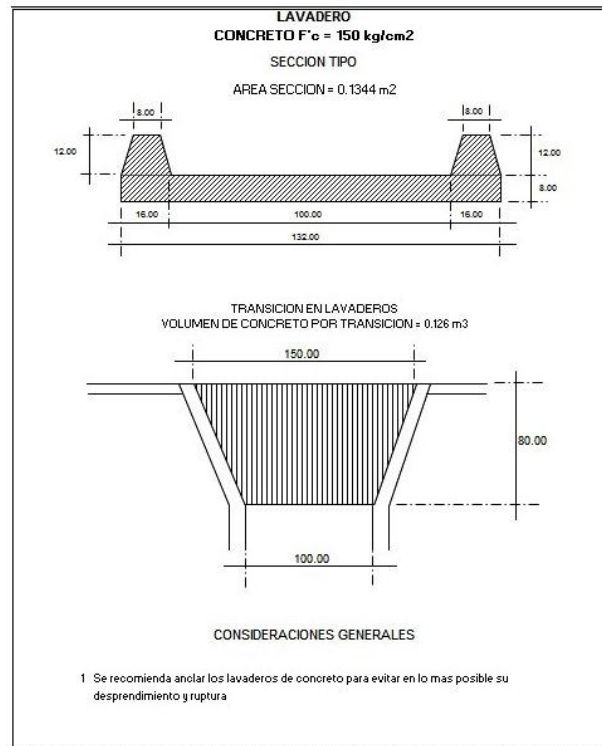


Figura 2.2. Sección tipo de lavadero.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Las bajadas

Se denominan así a estructuras de función análoga a los lavaderos, pero constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o en su caso, enterrado a él. Tienen el inconveniente de la dificultad de inspección, que en algunas ocasiones puede llegar a obligar a la utilización de sondeos.

Las bermas

Las bermas o escalonamientos empleados en la construcción de terraplenes pueden cumplir también funciones de drenaje superficial, de control de aguas broncas y de conducción y eliminación. Su efecto es disminuir la fuerza erosiva del agua que escurre superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Estos elementos pueden encauzar más convenientemente al agua colectada si se les da una pendiente apropiada hacia lavaderos, bajadas o estructuras análogas; esta agua erosionaría de otra manera los taludes



causando arrastres que provocarían problemas en las cunetas o se infiltraría en el propio talud con malos efectos sobre su estabilidad general.

Los problemas de infiltración pudieran ser graves sobre todo en el caso de escalonamiento en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a auspiciarlos, ya que es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten largos trechos con poca pendiente. La protección va desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectada, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta ya mencionada. La impermeabilización se ha realizado con suelo-cemento, suelo-asfalto hasta con concreto.

Estos escalones se pueden aprovechar para plantar pequeños arbustos que una vez desarrollados protegen muy efectivamente la superficie del talud contra la erosión.

La vegetación

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del mismo terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el escurrimiento, disminuyendo mucho la energía del agua ya que ofrecen una mayor fricción, contribuyendo a fomentar una condición de equilibrio en los suelos en cuanto al contenido de agua.

Los bordos

Se construyen para encauzar las aguas, sean en el terreno natural próximo a la vía terrestre, para que el agua llegue a gargantas, cauces naturales, etc., es decir, en las entradas de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce de manera apropiada por tales estructuras. El bordo de encauzamiento sobre un terreno natural debe responder a una necesidad topográfica, generalmente conectado con la presencia de talwegs, que de no existir los bordos, estos vaciarían sus aguas de manera peligrosa a la carretera.

En muchas ocasiones los propios taludes del terraplén de la vía funcionarían como bordos encauzadores de escurrimiento hacia obras de drenaje; estos casos han de ser cuidadosamente detectados para planear las protecciones correspondientes, con vegetación, enrocamiento, mamposterías o muros de concreto, según las velocidades que se esperan en el agua encauzada.

Las cunetas

Las cunetas constituyen las obras complementarias de drenaje de uso más extendido y universal. Se tratan de canales que se adosan a los lados de la corona de la carretera, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; en cortes en balcón hay una cuneta en un solo lado y en cortes en cajón en ambos. Se dispone en el extremo

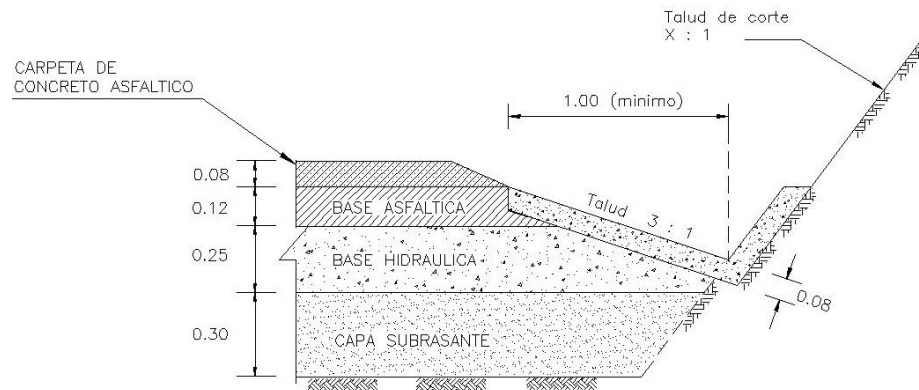


del acotamiento, en contacto inmediato con el corte. Su situación le permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contracuneta, si existiese o el terreno natural aguas arriba, si no existen.

La capacidad hidráulica de la cuenta como canal define principalmente la posibilidad de cumplir con su función de canalizar y eliminar con rapidez el agua que colecte. El gasto por drenar depende del área de influencia, del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de la lluvia durante un tiempo igual al de concentración.

La pendiente longitudinal mínima que debe existir en una cuneta es de 0.5% la velocidad con la que el agua circule sobre ella debe quedar comprendida entre los límites de depósito y erosión, ambos indeseables.

La sección rectangular ha sido generalmente abandonada por razones de ingeniería de tránsito, debido al efecto canalizador que produce la sensación de peligro que se siente quien transita cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapecial se hace cada vez menos, como sea con el borde vecino a la carretera muy tendido. La sección triangular es la más conveniente y fácil de construir, se conforma al terminar la capa subrasante y el trabajo puede hacerse con motoconformadora.



PROYECTO TIPO CUNETAS

Figura 2.3. Sección tipo de cuneta.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Las contracunetas

Se denominan contracunetas a los canales, excavados en el terreno natural o formados con pequeños bordos, que se localizan aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la carretera por el agua y su material de arrastre. Se construye a una distancia variable del coronamiento del corte y que depende de la altura de éste; se trata de que entre la



contracuneta y el propio corte no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia y, a la vez, de no colocarla demasiado cerca del corte, a fin de facilitar su trazo y permitir que se desarrolle sobre terreno que no se vea afectado por pequeños derrumbes que pudieran llegar a presentarse, pequeños abatimientos o trabajos de amacice que eventualmente hayan de hacerse, etc.

El desarrollo de la contracuneta debe ser sensiblemente paralelo al propio corte; de esta manera el canal se va desarrollando con pendiente longitudinal. Si la loma en que se construye el corte es muy escarpada, un trazo paralelo podría dar lugar a pendientes excesivas en la contracuneta, por lo que en ese caso su trazo deberá ceñirse más o menos a las curvas de nivel de la superficie de la loma, alejándose los extremos de la contracuneta de la carretera; obviamente estos extremos deberán trazarse cortando dichas curvas de nivel, de modo que el canal vaya teniendo la pendiente apropiada. Debe conducir el agua captada a cañadas o cauces naturales en que existan obras que crucen a la carretera y es normal que para evitar excesivo desarrollo del canal los extremos lleguen a tener pendientes muy considerables, funcionando como auténticos lavaderos.

Métodos de subdrenaje en las carreteras

Los métodos de subdrenaje del terreno de cimentación deben verse como técnicas fundamentales en su tratamiento y mejoramiento. A continuación se exponen los principales métodos que se han utilizado en el subdrenaje conectado con la construcción de carreteras.

Capas permeables en pavimentos

Es frecuente que en las camas de los cortes de las carreteras aparezcan grandes cantidades de agua; en este caso puede ser útil la colocación de capas permeables bajo el pavimento para su protección. Estas son capas de espesor razonable que se colocan debajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están constituidas por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal adecuada y de unas correctas instalaciones de salida pueden drenar el agua que se infiltre desde el pavimento, que provenga de los acotamiento de la vía o que ascienda por subpresión, procedente de niveles inferiores.

Muchas veces estas capas drenantes se integran al pavimento, aprovechando que la naturaleza granular del filtro los hace muy apropiados para tal función, estructuralmente hablando. Otra función importante de las capas de filtro pudiera ser servir como transición entre los materiales finos de terracería y alguna capa de material triturado grueso que tenga que colocarse encima, para impedir la incrustación de los fragmentos gruesos en la matriz fina.

A veces una capa permeable de material grueso se coloca en la parte inferior de un pavimento o aun en el cuerpo o la parte inferior del terraplén, con la finalidad de interrumpir un proceso de ascensión capilar que, de otra manera, terminaría por perjudicar la capa subrasante, la subbase y aún, muy probablemente la base del



pavimento. Estas son las capas rompedoras de capilaridad, cuya función es impedir el acceso del agua, pero no drenarla; no son propiamente capas drenantes. Se trata de poner al material fino del terraplén en contacto con el aire en los huecos grandes entre las partículas gruesas, para dar ocasión a la formación de meniscos necesarios para que el agua no continúe su ascenso, quedando libres de ella capas de suelos colocadas por encima.

Existe una gran diferencia entre cómo ha de ser proyectada la capa permeable según sea interceptora y eliminadora de un flujo o rompedora de la ascensión capilar que provenga de niveles inferiores. Para el primer caso, deberá disponerse la capa contando con un flujo de agua a su través. Esto implica las pendientes transversales necesarias, la existencia de los colectores de tubo perforado y, sobre todo, implica que el material constitutivo de la capa sea un auténtico filtro. Por el contrario, si la capa se coloca para romper el potencial capilar de un agua ascendente, lo conveniente será que el material constitutivo sea granular grueso muy permeable, que deje grandes huecos en contacto con el material que tenga potencial capilar; de esta manera, el agua capilar no podrá ascender a través de

la capa rompedora y quedará confinada en las capas inferiores, desarrollando para ello los mecanismos necesarios en la zona en que los canales capilares queden en contacto con el aire; para esta condición no sería conveniente que el material de la capa rompedora fuera un auténtico filtro, pues estos materiales tienen todavía una altura capilar que puede ser apreciable. El razonamiento anterior llevaría a pensar que el material ideal para una capa rompedora de capilaridad sean los fragmentos de roca, relativamente grandes y de tamaño uniforme, pero resulta arriesgado pensar que cualquier

material que se coloque en una sección estructural de una vía terrestre tenga una sola finalidad y funcione con un único mecanismo. El material que se mencionó en las líneas anteriores trabajaría demasiado mal ante un posible flujo de manera que en las capas rompedoras suelen verse materiales bastante mejor graduados.

Las capas permeables en que se piensa en este lugar serán las destinadas a captar flujo de agua que desciende de la superficie del pavimento y acotamientos, que provengan de los lados de los cortes o que ascienda por

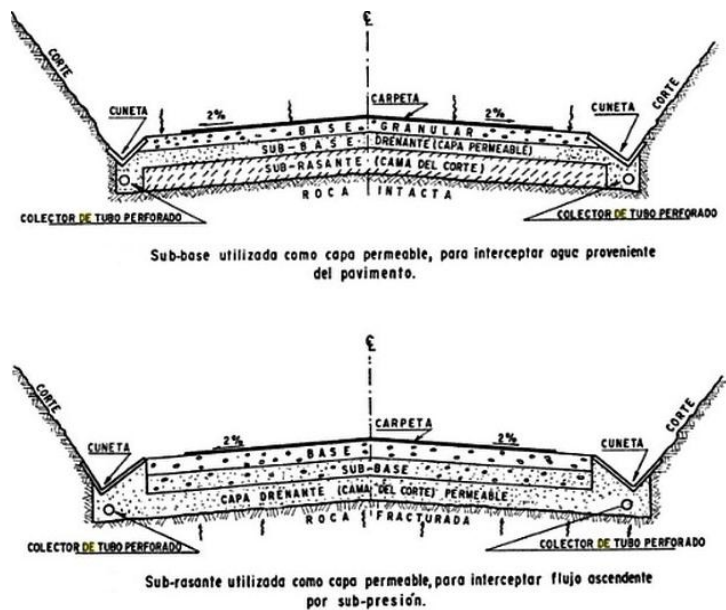


Figura 2.4. Capas permeables.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1



subpresión. Algunos de sus aspectos serán análogos a los de una capa rompedora de capilaridad en que el agua sigue otras leyes.

Subdrenes longitudinales de zanja

En laderas inclinadas o en terrenos ondulados y montañosos es común que el agua subterránea fluya según las condiciones topográficas, guardando el nivel freático una configuración similar a la del terreno, si bien usualmente menos accidentada. Cuando en tales casos tenga que hacerse una excavación profunda para alojar una carretera se producirá un flujo hacia la excavación que tenderá a suturar los taludes y la cama del corte.

Otra utilización muy común de los drenes longitudinales de zanja se ilustra en la Figura 2.5.

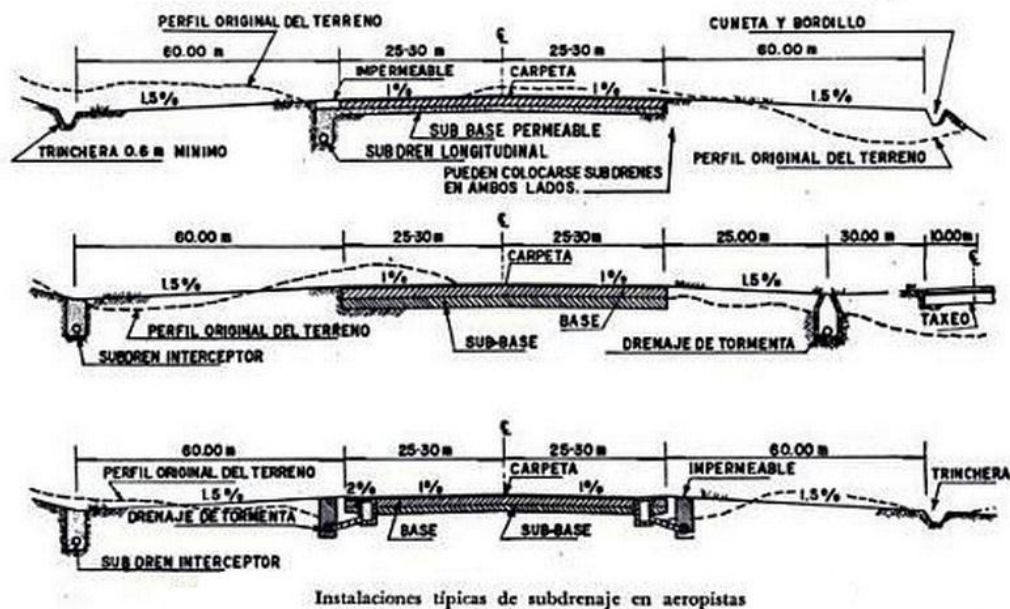


Figura 2.5. Instalación de drenes longitudinales en terrenos planos.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

Se observa en la figura anterior tres condiciones en que gracias a dichas instalaciones se logra dejar una estructura de pavimento por encima de un nivel freático, que de otra manera, le causaría daños. En estas condiciones, más que interceptar un flujo, la misión del dren es abatir el nivel freático, protegiendo de esta manera al pavimento. Esta es una necesidad muy frecuente en terrenos planos, con nivel freático muy próximo a la superficie.

El subdrén consiste en una zanja de profundidad adecuada (como mínimo quizá de 1m a 1.5m, habiéndose llegado a construirlos hasta de 4m), provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún bajo o cañada en que su descarga sea inofensiva.



Cuando el terreno en que se construya sea blando y húmedo, deberá cuidarse dar un espesor suficiente de material de filtro en el fondo de la zanja para garantizar una plantilla estable, que permita dar al tubo pendientes permanente y para protegerlo; es frecuente construir, en este caso, la plantilla con concreto simple.

Subdrenes interceptores transversales

Son dispositivos de drenaje análogos en principio a los Subdrenes de zanja y lo único que los distingue es la dirección en que se desarrollan, que ahora es normal al eje de la vía terrestre. El caso típico de la instalación de estos subdrenes en carreteras es en la transición de un corte a un terraplén. De no colocar el subdrén transversal interceptor podría suceder que el flujo del agua proveniente del corte entrase en el terraplén, provocando en éste asentamientos o desplazamientos.

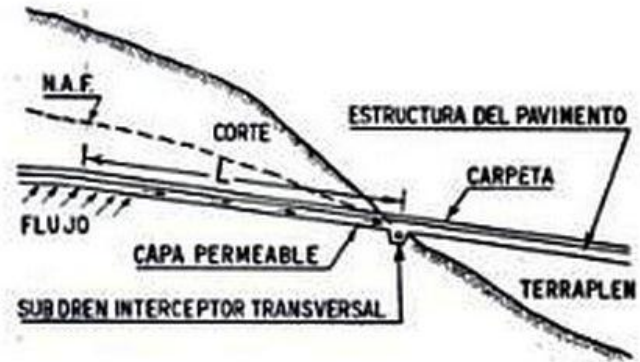


Figura 2.6. Subdrén interceptor transversal.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

El efecto del subdrén interceptor puede incrementarse mucho en casos de transición de corte a terraplén, si en cierta longitud se coloca una capa permeable drenante a ambos lados del mismo. Los drenes interceptores transversales deben de ser capaces de eliminar muy rápidamente las aguas que lleguen por lo que en ellos son particularmente críticos los requerimientos de permeabilidad.

Drenes de penetración transversal

Los drenes de penetración transversal, denominada en la práctica americana como drenes horizontales son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte las presiones generadas por el agua, que sean susceptibles de provocar la falla del corte.

Consisten sencillamente en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones neutrales. Se construyen efectuando primeramente una perforación de 7.5 a 10cm de diámetro sobre la cara del talud; dentro de la perforación se coloca el tubo perforado de 5cm de diámetro, el cual suele ser galvanizado o tener una película de asfalto, como protección contra la corrosión. El tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre, 5% y 20%; 10% es un valor de pendiente muy común que se utiliza.

La descarga puede ser libre a la cuneta o, en instalaciones importantes, a tubos colectores de unos 20cm de diámetro, que dirijan al agua por donde no cause problemas. La parte del tubo perforado del subdrén que



queda próximo a la salida debe dejarse sin perforar en uno o dos metros, para evitar la invasión de vegetación a través de las perforaciones y la obstrucción del tubo.

Los drenes de penetración transversal debe instalarse de manera que puedan ser objeto de un mantenimiento durante la conservación normal de la vía terrestre. Este mantenimiento consiste en su limpieza interior, incluyendo el destapar sus perforaciones. Para ello existe la maquinaria apropiada, generalmente a base de cepillos con cerda metálica, integrados a máquinas de acción mecánica. Esta necesidad obliga muchas veces a la construcción de túneles o grandes tubos que proporcionen acceso a la boca de los drenes.

El éxito de este sistema de subdrenaje no necesariamente puede medirse por la cantidad de agua que los drenes colecten. Pudiera suceder que se intercepte un acuífero muy permeable, con agua libre y en tal caso el gasto drenado podrá, ser impresionante; pero también podrá ocurrir que los drenes se instalen en formaciones arcillosas impermeables, en que logren muy eficientemente abatir las presiones de poro y en que contribuyan mucho a la estabilidad, pero colectando cantidades de aguas mínimas. El dren transversal lleva la presión atmosférica hasta donde penetra y establece una zona de influencia con presión creciente hacia la periferia, que produce un beneficio en cierto volumen de masa de suelo. Dentro de esa zona de influencia el agua tiende a fluir hacia el dren, pero la cantidad que llegue depende ante todo de la permeabilidad de la formación.

Pozos de alivio

Constituyen un modo útil de resolver algunos problemas específicos. Son perforaciones verticales del orden de 0.40 a 0.60m de diámetro, dentro de las cuales se coloca un tubo perforado de 10 a 15cm de diámetro. El espacio anular que queda entre ambos, se rellena con material de filtro. Se colocan de tal forma que capten los flujos de agua perjudiciales para la vía terrestre, es decir, ladera arriba de la zona que se pretende proteger. Su misión principal es abatir la presión en el agua existente en capas profundas del subsuelo, a las que no es posible llegar económicamente con el proceso de excavación.

Deberán tener un sistema que elimine el agua que drenen, de otra manera sólo serán un alivio transitorio, ya que con el tiempo, al restaurarse los niveles del agua también regresarán las presiones que se pretendían abatir. El bombeo es quizás el método más obvio para extraer el agua del fondo del pozo, sin embargo es costoso y complica demasiado las maniobras de conservación normal, corriendo el riesgo de que este mantenimiento sea olvidado. En algunas ocasiones se ha construido una galería comunicando el fondo de los pozos, a manera de un túnel pequeño; este procedimiento, salvo en casos especiales, también es costoso, sobre todo porque se pueden llegar a complicar las obras de conducción para dirigir las aguas donde sean inofensivas.

La Figura 2.7 ilustra el que probablemente es el mejor medio para eliminar las aguas que colecten los pozos de alivio. Se trata de hacerlo por medio de drenes de penetración transversal. Es obvio que será muy difícil lograr una conexión física entre el pozo y el dren transversal, pero esta limitación no se torna tan importante, pues los



drenes transversales pueden llegar a captar mucha del agua que tiende a acumularse en los pozos y por tanto se desechara la idea de que se generen presiones de poro de importancia.

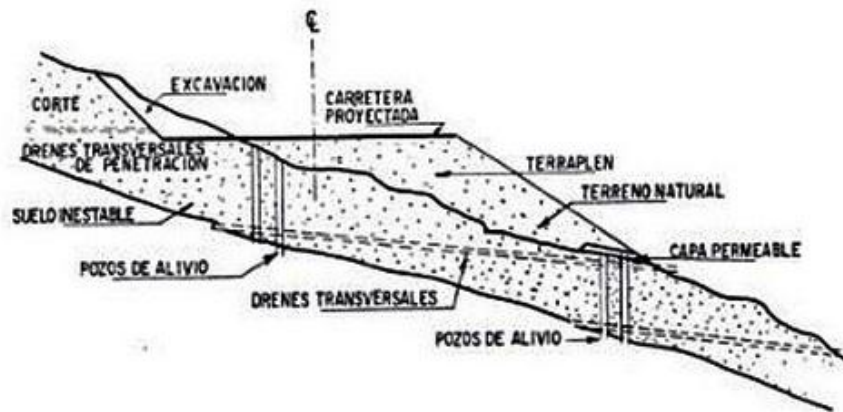


Figura 2.7. Pozos de alivio combinados con drenes de penetración transversal.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

El espaciamiento entre los pozos de alivio es un factor muy importante, tanto por lo que se refleja en la efectividad del sistema, como en su costo. Los espaciamientos comprendidos entre 5 y 10m son comunes, como también lo es formar la pantalla con dos hileras próximas traslapadas.

El método de los pozos de alivio tiene en su contra el costo, que por lo general es alto; no es fácil justificarse económicamente en lugares donde la perforación es dificultosa o donde el pozo haya de ser ademado, antes de colocar su relleno.

Capas permeables profundas con remoción de material

Cuando bajo la zona en que se colocará un terraplén, existe una capa saturada de suelo de mala calidad y de espesor relativamente pequeño (no más de 3 ó 4 m) y debajo de ésta haya materiales de una mejor calidad, es lógico que se piense en remover totalmente el suelo malo en una faja bajo el camino por construir y en la longitud necesaria.

La excavación para la remoción puede recubrirse con una capa de 50 cm o 1 m de material de filtro, disponiendo la correspondiente tubería perforada de captación y un sistema de desfogue. Posteriormente la excavación se rellena con material de buenas características, debidamente compactado.

La capa drenante colocada evita que el relleno compactado sufra en el futuro los efectos adversos del agua. Adicionalmente, el sistema permite que la estructura de terraplén se apoye en terreno firme, por lo que esta solución es mixta, entre mejoramiento de terreno de cimentación y subdrenaje.

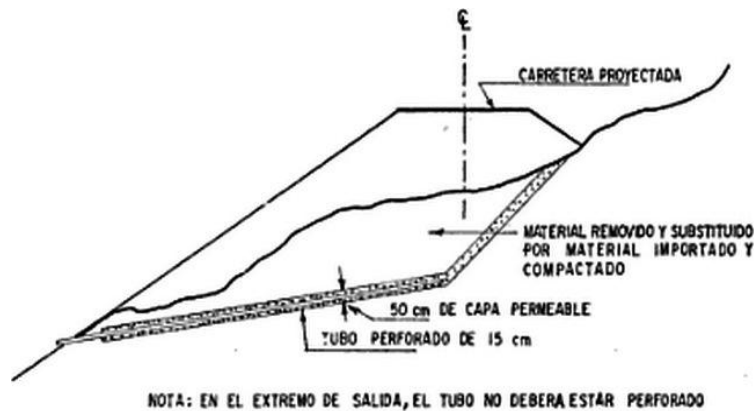


Figura 2.8. Remoción de material blando y colocación de una capa permeable bajo terraplenes.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

Trincheras estabilizadoras

Cuando en una ladera natural existe flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya estabilidad se ve amenazada por él y sobre dicha ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de todos los materiales malos y su sustitución por otros mejores resulta ya difícil y antieconómica. En estos casos basta pensarse que se puede captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén de profundidad y ancho suficiente para garantizar la estabilidad local; en la práctica esto se logra drenando las aguas de una zona que abarque toda aquella por la que podría desarrollarse un círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación.

Una trinchera estabilizadora es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante, con espesor comprendido entre 0.5 m y 1.00 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo, el cual suele consistir en una capa de material de filtro del mismo espesor ya mencionado, dentro del cual hay tubería perforada (de 15 ó 20 cm de diámetro usualmente) para conducir rápidamente el agua captada; esta última debe conectarse a una tubería de desfogue que lleve el agua a donde no provoque daños. Este desfogue puede ser un grave problema si la excavación es profunda y la topografía no es favorable. A veces el problema puede resolverse simplemente prolongando la tubería longitudinal hasta algún bajo o cañada apropiados; otras veces será necesario dotar a la trinchera de tubos transversales que eliminen sus aguas y que deberán alojarse en zanja o en túnel; finalmente, hay ocasiones en que los problemas de desfogue son tan complicados y conducen a soluciones tan caras que se ha recurrido a eliminar el agua captada por la trinchera por medio de bombeo.

Una trinchera estabilizadora suele mejorar la estabilidad de un terraplén o de su terreno de cimentación de varias maneras.

- ✓ Realizando la función drenante.
- ✓ Realizando un proceso de sustitución de material, en el cual se apoya el conjunto terraplén – trinchera en un suelo más firme o se modifican las condiciones de estabilidad de tal modo que cualquier posible superficie de deslizamiento resulta tan larga y profunda que hace irrealizable la falla. La calidad del material de relleno de la trinchera deber ser lo suficientemente buena como para que no sea de falla cualquier superficie hipotética de deslizamiento que pueda trazarse a través de dicha trinchera.

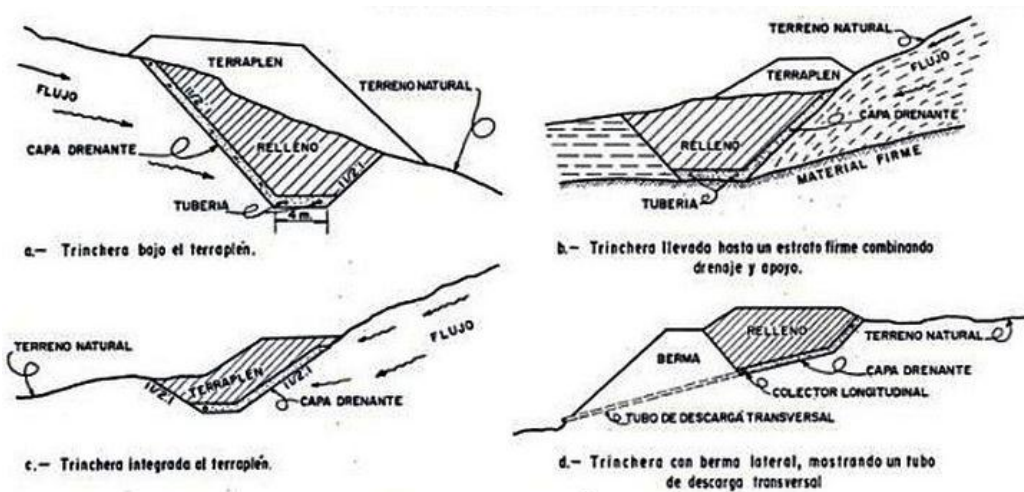


Figura 2.9. Tipos de trincheras estabilizadoras.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

Galerías filtrantes

Cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan las condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales, se recurre en ocasiones a la construcción de galerías filtrantes.

La galería filtrante es un túnel de sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde sea más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se usa como terreno de cimentación.



Remoción

Se entiende por remoción a quitar el material existente en el lugar de interés, éste es uno de los métodos más utilizados en la práctica, y en ámbito de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se le llama “abrir caja”, es decir, deshacerse del material hasta encontrar uno con mayor resistencia.

Remoción por excavación

Método consistente en el empleo de maquinaria y/o herramientas manuales para la penetración en el terreno de cimentación, desalojando el material que no será útil para la construcción de una obra de ingeniería.

Excavación completa

Sólo puede intentarse cuando el espesor de los estratos de suelo blando es pequeño y cuando se desea que los terraplenes se inmovilicen muy rápidamente; un requisito económico suele ser la posibilidad de tirar sin riesgo, el desperdicio inmediatamente al lado de la excavación, de modo que se elimine todo acarreo de tal desperdicio. La excavación producida suele quedar llena de agua y con taludes muy tendidos; el suelo que se utilice para rellenar tendrá que ser granular.

La excavación completa suele ser más eficiente a medida que el terraplén es más ancho, pues a mayor anchura crece el riesgo de que bajo él queden atrapadas masas de suelo blando, origen de futuros problemas.

La profundidad a que deba considerarse posible la remoción total del terreno de cimentación es variable y depende del proyecto; se ha hecho hasta con 10m de espesor de suelo.

Excavación parcial

Es un procedimiento recomendable si la resistencia del suelo crece con la profundidad y la compresibilidad disminuye con la misma. También se usa como ayuda para el empleo de otros métodos constructivos, como el de desplazamiento.

Desplazamiento

Cuando el esfuerzo que el terraplén transfiere al terreno de cimentación supera la resistencia de éste y cualquier fuerza restrictiva que pueda haber, se presentará un desplazamiento de dicho terreno de cimentación en la dirección de menor resistencia. La intensidad del desplazamiento depende de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén y de la magnitud del desequilibrio escrito. Tal desplazamiento produce ondas de lodo a los lados del terraplén, que actúan como restricción a posteriores desplazamientos. Generalmente en desplazamientos sobre suelos blandos uniformes, una vez que ha comenzado el hundimiento de la estructura y el desplazamiento del terreno blando, el proceso continuará si se mantiene la misma elevación en la corona del terraplén y si se quitan las ondas de lodo que se forman; esto se

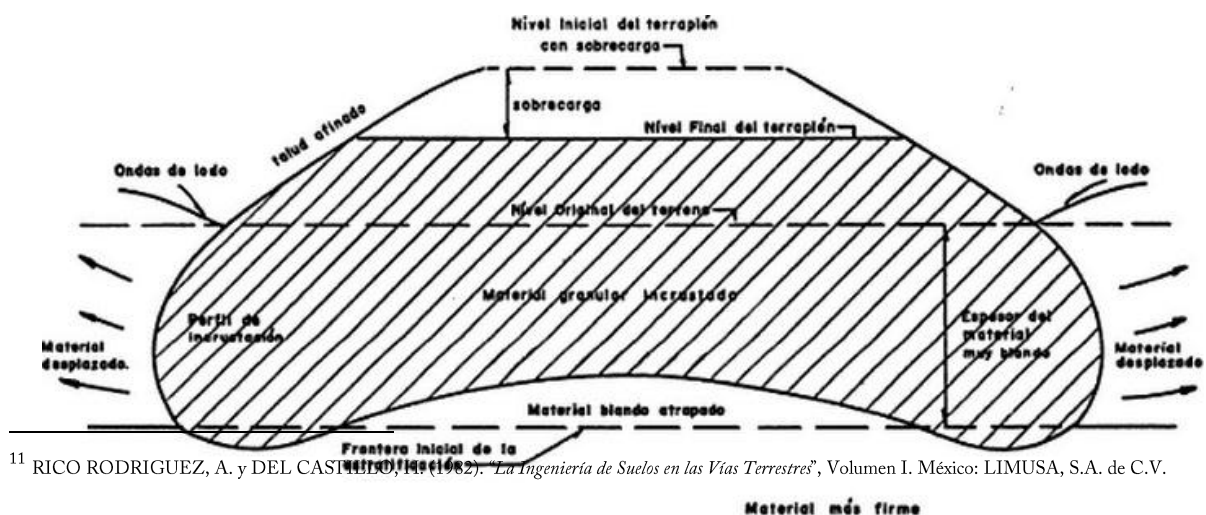
debe a que el material del terraplén tiene mayor pesos específico que el suelo blando, de manera que se incrementa el peso total superimpuesto a medida que aumenta la carga. Si la altura del terraplén no se aumenta, sino que se mantiene constante, el desplazamiento compensará a una compensación parcial del peso del terraplén. Si no se remueven las ondas de lodo que se forman a los lados pueden generar la suficiente restricción como para impedir todo ulterior o desplazamiento.

El desplazamiento puede verse favorecido por la disminución de resistencia que sufra el suelo blando como consecuencia de su remoldeo.

Desplazamiento por peso del terraplén con o sin sobrecargas

Es posible atenerse al desplazamiento por el peso único del terraplén, cuando éste pesa lo suficiente y cuando el material blando que pueda quedar atrapado sea de tales características y resulte en tales espesores, que los procesos de consolidación posteriores ocurran durante el tiempo de construcción y antes del momento previsto para la pavimentación definitiva. Cuando sea conveniente acelerar el proceso de desplazamiento o aumentar su eficiencia, puede recurrirse a una sobrecarga. En general, las sobrecargas tienen dos efectos benéficos, al inducir un mayor desplazamiento y al causar que ocurran antes los asentamientos por consolidación. En la Figura 2.10 se ilustra la situación final a la que llega un terraplén construido por desplazamiento con sobrecarga¹¹.

En terraplenes construidos sobre terrenos muy blandos es seguramente una magnífica práctica la colocación de una sobrecarga de tierra sobre el terraplén, con el límite que imponga la resistencia del terreno, pues al provocar una falla violenta de deslizamiento de talud o de capacidad de carga puede tener muy malas consecuencias en estos casos, por el remoldeo que producen en los materiales blandos, que al perder su estructura original disminuyen drásticamente su ya escasa resistencia, de una manera no recuperable.



¹¹ RICO RODRIGUEZ, A. y DEL CASTILLO, J. (1982). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Volumen I. México: LIMUSA, S.A. de C.V.

Figura 2.10. Esquema del fenómeno de desplazamiento en suelos deformables y poco resistentes.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1



Desplazamientos con explosivos

Con este procedimiento se busca incrementar instantáneamente la presión neutral, reduciendo así la resistencia del suelo.

Los métodos para desplazar suelos muy blandos con explosivos que han sido utilizados son los siguientes:

1. Barrenación en el frente de avance.
2. Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.
3. Método de New Hampshire.
4. Método alemán.

Barrenación en el frente de avance

Consiste en alterar y desplazar depósitos muy blandos con explosiones provocadas en barrenos situados en torno al extremo de avance del terraplén en construcción y a una distancia de 8m a 10m de éste.

Es recomendable hacer explotar una hilera de barrenos cada vez. La carga explosiva en cada perforación debe ser lo suficientemente pequeña como para no provocar daños al terraplén adjunto; debe determinarse experimentalmente y en la mayoría de las veces resulta de $h/4$ en kg.

El método es lento y en ocasiones deja mucho suelo blando atrapado bajo el terraplén. La práctica alemana ha establecido una secuencia operacional para este método que puede considerarse como una variante de su forma tradicional y que consta de las siguientes etapas:

1. Forma una plataforma de trabajo de arena delante de la punta de avance del terraplén. El espesor de esta plataforma puede estar comprendido entre 30cm y 60cm.
2. Sobre esta plataforma se perforan los pozos de barrenación, con 20 ó 30cm de diámetro, llegando al terreno firme. El espaciamiento de los pozos puede oscilar entre 2m y 5m, dependiendo del espesor del suelo por desplazar.
3. Las cargas de explosivo se colocan en el fondo de las perforaciones, en cantidad comprendida entre 8kg y 40kg.
4. Se establecen las necesarias conexiones eléctricas para la explosión, protegiendo los alambres convenientemente.
5. Se prolonga entonces el terraplén sobre los pozos de barrenación, hasta alcanzar la altura deseada más la sobrecarga que se desee colocar.
6. Se produce la explosión.

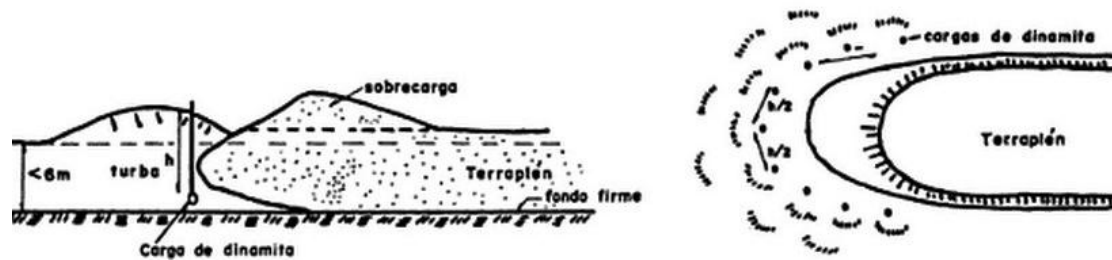


Figura 2.11. Desplazamiento de suelo blando por Barrenación en el frente de avance.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

Barrenación bajo el cuerpo del terraplén

Una vez limpiada la superficie del terreno se coloca el terraplén y después se perfora éste con barrenos de 4cm a 12cm de diámetro, perforados por cualquier procedimiento apropiado. Para espesores importantes de suelo blando por desplazar se recomienda la explosión por etapas, afectando cada vez 4m ó 5m de espesor de suelo blando, en secciones de terraplén de 30m a 50m de longitud.

Método de New Hampshire

El Departamento de Carreteras de New Hampshire desarrolló un método económico para el desplazamiento de suelos blandos cuyo espesor este entre 3m y 15m; el método lleva al terraplén construido a descansar sobre los estratos firmes subyacentes. Una vez limpiado el terreno de su cobertura vegetal se coloca el terraplén, construyendo primeramente sus dos segmentos extremos; generalmente se utiliza para ello sobrecarga, hasta apoyar la sección en estratos firmes. Después se unen los dos extremos, construyendo la totalidad del terraplén vaciando material sobre suelo blando, de manera que éste quede atrapado bajo aquel.

El material blando atrapado bajo el terraplén así construido se desplaza por medio del siguiente procedimiento. Se colocan barrenos a ambos lados del relleno, con separación del orden de 3m; los barrenos son de 4cm ó 5cm de diámetro y deben contener una cantidad de explosivo en kg del orden de la tercera parte del espesor del material blando en m.

Si la colocación del terraplén produjo ondas de lodo importantes a sus lados, puede ponerse una segunda hilera de barrenos a unos 3m de la anterior; esta segunda hilera debe hacerse explotar una fracción de segundo después que la primera, ya que la experiencia ha probado que se tiene la máxima eficiencia cuando las hileras principales explotan encontrando resistencia a ambos lados.

Se ha visto ventaja en este método cuando el cuerpo del terraplén se construye con material granular muy grueso e incluso con enrocamiento, pues el terraplén se asienta en forma más homogénea que cuando está



constituido por más finos, incluyendo arenas, y además, los suelos más gruesos se arquean mejor sobre las pequeñas bolsas de material blando que de cualquier manera pudieran quedar atrapadas.

Desde luego que el material que se utilice para la configuración final del terraplén puede ser cualquiera apropiado y debe colocarse compactado en forma usual.

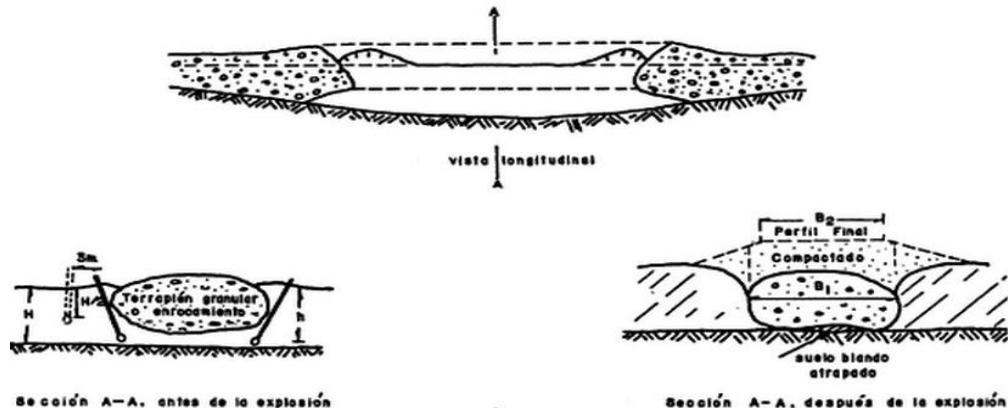


Figura 2.12. Método New Hampshire.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

Método alemán

Este método fue desarrollado en conexión con la construcción de la red alemana de autopistas entre los años de 1934 y 1940. Limpiada la cobertura vegetal, se construye el terraplén sobre el suelo blando en toda su longitud. A continuación se coloca bajo el terraplén una gran cantidad de cargas, las cuales se hacen explotar simultáneamente en toda la longitud y ancho del mismo. Esta explosión es muy efectiva para destruir la resistencia del suelo blando, de modo que el terraplén se asienta fácilmente hasta su posición final.

Los explosivos pueden disponerse en 4 o más hileras bajo el terraplén y en cada barreno puede haber hasta 100kg de explosivo en grandes espesores de suelo blando o 25kg en espesores pequeños.

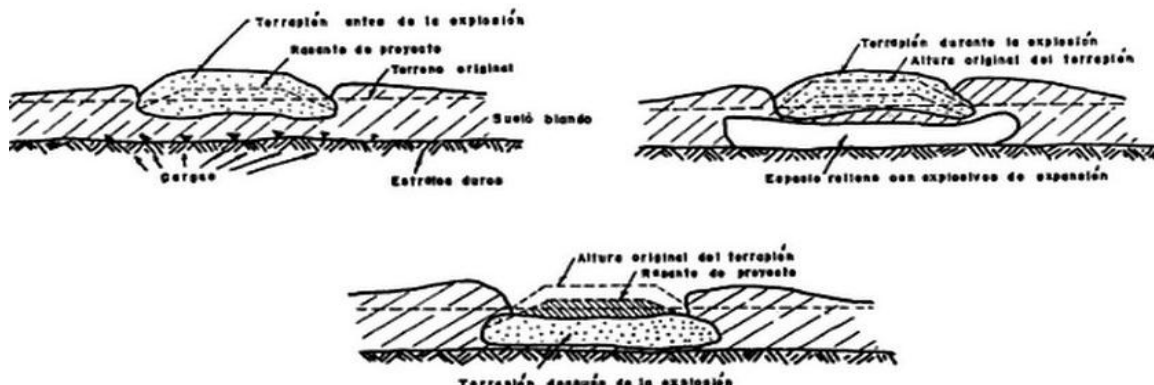


Figura 2.13. Método alemán.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1



Tratamiento del terreno natural

Es indispensable garantizar que cualquier obra de ingeniería cumpla en cuestiones de seguridad y funcionalidad, en el caso de carreteras el análisis que se realiza está encaminado a la estabilidad de las terracerías, y la disminución, en lo que sea posible, de los asentamientos diferenciales, asegurando que la estructura de pavimento permanezca en buenas condiciones durante su vida útil proyectada.

Por requerimientos de estabilidad

La remoción del terreno de cimentación por excavación o desplazamiento, que implica la sustitución del terreno malo por otro de mejor calidad, conduce muchas veces a movimientos de tierra excesivos, procedimientos de construcción imprácticos y costos altos. La adopción de un criterio simplista, por el cual los métodos de sustitución se emplean en forma sistemática, impedirá, además, discriminar correctamente aquellos casos en el que el terreno de cimentación es realmente de los que no conviene usar. En muchas ocasiones tratamientos sencillos del terreno natural permitirá utilizar suelos que con un criterio más rigorista serían desechados a gran costo.

Cuando se piense en tratamientos para mejorar las condiciones del terreno natural es preciso reflexionar siempre tanto en resistencia como en asentamiento. En ocasiones el mejoramiento de las condiciones de estabilidad puede lograrse simplemente por el empleo de bermas. En otras ocasiones, un abatimiento de rasante que disminuya la altura de los terraplenes puede resolver problemas que de otra manera resultarían muy difíciles. De la misma manera, puede manejarse la pendiente, dando la mínima del tramo en la zona en que se espere el asentamiento máximo, para que al presentarse dicho asentamiento el efecto diferencial sea mínimo. Las ventajas de la construcción anticipada proveen que el terraplén dejará de moverse antes de que se construya la estructura de pavimento definitiva.

En ocasiones puede mejorarse mucho la situación de un terreno de cimentación utilizando drenaje interceptor ladera arriba de los terraplenes. En este sentido las trincheras y zanjas de subdrenaje, los drenes de penetración transversal e, inclusive, los pozos de drenaje por bombeo constituyen los recursos más empleados. El agua en el subsuelo, al fluir a través de este desarrolla fuerzas de filtración y presiones que hacen disminuir la resistencia al esfuerzo cortante. En donde tales condiciones existen, se hace necesaria una investigación cuidadosa, determinando las condiciones del agua del subsuelo y sus movimientos.

Construcción anticipada o por etapas

En este caso se construye el terraplén con suficiente tiempo de anticipación antes de que se lleve a cabo la pavimentación definitiva de la carretera, permitiendo que el asentamiento se presente durante este proceso; después se conformará la corona, para pavimentar una estructura que ya no se deformara con valores excesivos.



Algunas veces, por la falta de resistencia del terreno de cimentación puede obligar a completar la sección definitiva por medio de sucesivos recargues, aprovechando la resistencia que se genere como consecuencia del fenómeno de consolidación. Evidentemente que el número de recargues necesariamente tendrá que ser bajo, y el último tal, que produzca asentamientos que no sean de significación. Esta solución es muy ventajosa sobre todo en accesos y pasos a desnivel, pero el único inconveniente que aparece es la disponibilidad de tiempo.

Uso de materiales ligeros

Esta alternativa trata de conseguir, dentro de distancias de acarreo aceptables, bancos de materiales de bajo peso específico para la construcción de los terraplenes, a fin de lograr de esta manera que se reduzcan al máximo tanto las presiones comunicadas al terreno natural como la geometría de la sección que se construya. El uso de matariles ligeros también repercute en los asentamientos que se producirán en el terreno de cimentación, pues no debe olvidarse que el problema de asentamientos suele estar ligado a la falta de resistencia, de manera que si el terraplén se construye con materiales pesados requerirá taludes muy tendidos, bermas, etc., que podrían reducirse y quizá eliminarse con el empleo de materiales ligeros; siendo el hundimiento menor a menor ancho de terraplén, esta última ganancia repercutirá favorablemente en el asentamiento final a que se llegue.

Colocación de bermas o uso de taludes muy tendidos

Con esto se logra uniformizar presiones transmitidas al terreno bajo el terraplén, con lo que se uniformizan también los asentamientos, reduciendo los diferenciales.

Por requerimiento de asentamiento

La elección de un criterio de trabajo para reducir los efectos de los asentamientos depende de la magnitud y velocidad de los mismos, de la uniformidad y continuidad del terraplén y el terreno de cimentación, de la existencia de singularidades, tales como terraplenes de acceso a puentes y pasos a desnivel y, finalmente, de las características de la carretera y del nivel de exigencia que al respecto se tenga.

Siempre debe tenerse en cuenta que asentamientos uniformes, aun cuando sean relativamente grandes, no afectan seriamente, al terraplén en la mayoría de los casos. La construcción por etapas constituye un estupendo recurso que en casos que se presenten problemas serios de asentamiento diferencial y en donde no sea posible manejar sobrecargas económicamente; en lo referente a asentamiento, la construcción por etapas puede consistir en posponer la pavimentación definitiva hasta que las terracerías hayan alcanzado su equilibrio final.

Cuando el terreno de cimentación es suficientemente resistente puede dar muy buen resultado, desde el punto de vista de asentamientos, el uso de sobrecargas, en forma de altura de tierra adicional a la altura normal del terraplén. El peso de sobrecarga requerido depende de la relación tiempo-asentamiento y del espesor del



estrato compresible, de la altura del terraplén y del tiempo disponible, de acuerdo con el programa de construcción. La sobrecarga aumenta el asentamiento que se produce por unidad de tiempo y puede quitarse después de que se produzca el asentamiento que corresponde a la altura final del terraplén.

Cuando sea muy grande el espesor de suelo compresible o muy alto el terraplén por construir, puede suceder que una sobrecarga cuyo efecto sea significativo necesite mover cantidades de tierra tan grandes que resulte antieconómica; el material empleado en la sobrecarga requiere de doble pago por manejo, a no ser que pueda aprovecharse en otras secciones de la carretera, en cuyo caso podrá existir una parcial recuperación de su costo, o que la sobrecarga se maneje como una sobreelevación impuesta, de tal manera que, tras producirse el asentamiento, quede la altura requerida en el terraplén.

Uso de sistemas de precarga

La precarga puede definirse como el proceso por el cual se aplica a un terreno una presión exterior antes de colocar o completar la estructura que dese construírse; se busca producir al suelo una precompresión, que seguramente involucrará tanto consolidación primaria, como consolidación secundaria. El objetivo es lograr que en el momento que se coloque o complete la estructura que vaya a erigirse se haya producido un monto predeterminado y conveniente de asentamiento y generado otro, también esperado, de resistencia al esfuerzo cortante. De lo escrito anterior se sigue que la precarga será un método a considerar cuando el terreno de cimentación sea arcilloso, blando y compresible. El fin último que se persigue es frecuentemente lograr bajo la sobrecarga el mismo asentamiento calculado para la futura estructura, pero en el menor tiempo que corresponde a la mayor carga.

Aun cuando esta técnica se ha empleado siempre, puede decirse que su uso racional y sujeto a análisis ocurrió a partir de la década de 1940.

Casi todos los suelos finos pueden mejorarse con precarga. Se ha aplicado en limos orgánicos e inorgánicos, cualquier clase de arcilla, turbas, cenizas, basuras, rellenos sanitarios, etc. En muchas aplicaciones exitosas, estos suelos han tenido contenido de agua desde 20% a 1 000%. En los últimos años se ve una tendencia cada vez mayor a utilizar este sistema en turbas, suelos para los que hace tiempo no se consideraba apropiado, por considerarse que en ellos la precarga no lograba mucho resultado en el tiempo necesariamente breve en que puede aplicarse y que, por efecto de consolidación secundaria, de cualquier manera sufrirían grandes deformaciones en periodos posteriores mucho más largos. Una condición obvia de la aplicación del método es que el terreno soporte la sobrecarga sin fallar.

Un pre-requisito indispensable para la aplicación de las técnicas de precarga es un conocimiento perfecto del perfil de suelos y propiedades de los diferentes estratos que lo componen. El uso del método exige, sobre todo en sus aplicaciones a las carreteras, lo más precisa que sea posible, tanto del monto del asentamiento que haya



de producirse bajo la estructura en estudio, como de la evolución del mismo con el tiempo. No es raro que los ahorros que pudieran tenerse con el método, cuando éste resulte aplicable, hagan totalmente depreciables los gastos erogados en el estudio previo.

Los métodos de aplicación de la precarga son muy variados, los principales son:

- Peso de relleno de tierra.
- Carga de agua en depósitos contruidos ex profeso.
- Abatimiento del nivel freático, incluyendo el uso de técnicas de vacío.
- Técnicas de vacío.

De los anteriores, los más comunes son, con mucho, la transmisión de carga por relleno de tierra o por peso de agua. Los métodos a base de abatimiento del nivel freático pueden ser muy prácticos cuando haya un estrato friccional sobre los suelos blandos y cuando aquel estrato contenga al nivel freático a suficiente altura sobre el terreno blando.

Cuando las condiciones del subsuelo son muy malas y las cargas que han de ser soportadas son relativamente pequeñas y bastante uniformes se tienen, en general, condiciones propicias para que la precarga resulte la condición más conveniente dentro del conjunto de las que se estudien.

Una de las características de mayor influencia en el desarrollo de los efectos de la precarga es la existencia de estratos delgados de arena o limo, capaces de proporcionar drenaje libre. Dentro de la profundidad significativa a que dichos efectos se extienden dentro del perfil de suelos. Si la sobrecarga de colocarse es pequeña y estrecha, aun los más delgados estratos drenantes tienen mucho efecto en la consolidación de los suelos blandos; en este caso, el riesgo está en el desenvolvimiento de grandes presiones de poro en los estratos de arena o limo, que abaten mucho su resistencia al esfuerzo cortante, estas presiones pueden controlarse con pozos de alivio.

Si la sobrecarga es grande y ancha, el efecto de los estratos de arena en la aceleración de la consolidación es mucho menor, por lo menos en las zonas centrales de la sobrecarga; el desarrollo de las presiones de poro está ahora circunscrito principalmente a las partes de los estratos que quedan bajo y fuera del borde de la sobrecarga; con el tiempo, sin embargo, la presión de poro tiende a uniformizarse en los estratos drenantes y, a veces, con valores altos.

El desarrollo de presiones de poro en estratos arenosos bajo las sobrecargas puede tener muy malas consecuencias, al reducir los gradientes del agua procedente de los suelos compresibles y frenar así los procesos de consolidación y al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante bajo los propios estratos arenosos con lo que se propician fallas traslacionales, si esos estratos están relativamente cerca de la superficie y rotacionales, si



están más profundos. La elevación del nivel freático propicia muchas veces el desarrollo de las presiones de poro bajo y dentro de la sobrecarga.

Para el estudio de sobrecargas resulta muy conveniente recordar que el proceso de consolidación consta de dos etapas: 1) consolidación primaria, en la cual la deformación depende del espesor del estrato de suelo compresible y; 2) consolidación secundaria, en la cual la deformación que se presenta no depende del espesor del estrato. Por tales motivos es importante considerar a la consolidación primaria y a la secundaria como partes de un proceso combinado y continuo; esto está en perfecta consonancia en la actual visualización teórica del fenómeno de consolidación de suelos. A pesar de lo escrito anteriormente, la separación de la consolidación primaria y la consolidación secundaria en dos fenómenos separados, aunque parcialmente superpuestos, sigue siendo útil en los enfoques prácticos a los métodos de diseño.

Cuando se retira la sobrecarga que ha actuado durante un cierto tiempo, produciendo al estrato compresible un cierto grado de consolidación medio, ha de tenerse en cuenta que las partes superiores de dicho estrato estarán consolidadas a un grado mayor que el medio, en tanto que las centrales lo estarán a un grado menor que el medio. Esta situación se debe a la cercanía de las fronteras drenantes.

Lo importante en la etapa de asentamiento primario es cuidar que el valor de la sobrecarga seleccionada deberá de estar limitada por la capacidad de carga del terreno natural.

En cuanto a los asentamientos secundarios es frecuente que los que se presentan en este periodo de tiempo sean menores y mucho más lentos que los de la consolidación primaria y que, por lo tanto, controlados los primeros, sea relativamente menos necesario controlar los segundos. Sin embargo, no es raro el caso en que los asentamientos por consolidación secundaria jueguen un papel digno de ser tomado en consideración, incluso, pueden conocerse casos, sobre todo en suelos extremadamente orgánicos, en que fueran realmente muy importantes.

En la gran mayoría de los suelos la velocidad del asentamiento secundario disminuye con el tiempo siguiendo una ley logarítmica y la magnitud de la consolidación secundaria es proporcional al espesor del estrato compresible o, por lo menos, al espesor del estrato compresible en el instante en que pueda considerarse que la consolidación primaria terminó para fines prácticos y la secundaria se hace predominante.



La figura que a continuación se presenta muestra cuál es el efecto y la ventaja de la aplicación de una sobrecarga temporal, en lo que se refiere al aspecto de los asentamientos

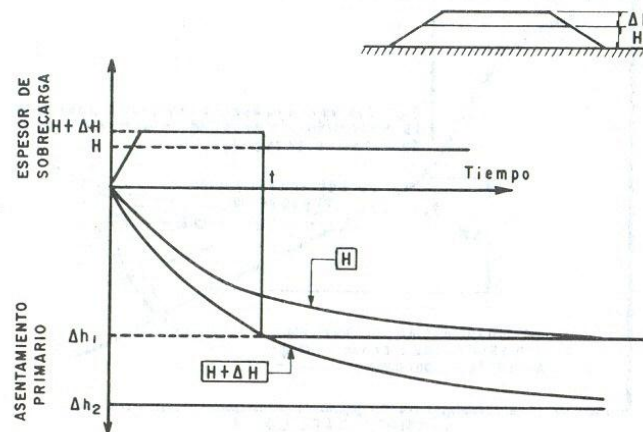


Figura 2.14. Variación de la ley de asentamientos primarios al colocar una sobrecarga.

Fuente: Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. 1

Compactación con equipos pesados

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a la pérdida de volumen de aire, ya que por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, aunque en ocasiones no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

En ocasiones, cuando el espesor del terreno blando es muy pequeño, puede recurrirse a compactarlo con el empleo de equipos muy pesados, a fin de eliminar los asentamientos posteriores bajo el peso del terraplén; este método podrá usarse también si el terreno de cimentación tiene espesores pequeños de arena suelta. El



método es poco efectivo en arcillas muy blandas o en turbas, y lo será más a medida que el terreno natural posea más partículas del tamaño de la arena y la grava.

Por requerimientos de estabilidad y asentamiento

Ambas problemáticas, estabilidad y asentamiento, van muy de la mano cuando se trata de un terreno de cimentación compuesto por suelo deformable y poco resistente; sin embargo hasta ahora se ha leído a cerca de tratamientos aplicables para cuando la complicación es mayormente por estabilidad o asentamiento, varios de los métodos ayudan en cierta forma a mitigar ambos problemas, a continuación se enuncian algunos otros más que su empleo favorece la disminución de asentamientos y estabilidad de la estructura de terraplén.

Drenes verticales de arena

Siendo el proceso de asentamiento un proceso de consolidación, todos los procedimientos que aceleren este fenómeno servirán para que aquellos se produzcan con mayor rapidez, dando oportunidad a que se generen durante el proceso de construcción, con lo que la estructura permanecerá prácticamente libre del problema durante su vida de servicio. Además la aceleración de la consolidación sirve también para aumentar de generación de resistencia al esfuerzo cortante como consecuencia del proceso. Los drenes verticales de arena son un acelerador comprobado de los procesos de consolidación, cuya influencia en estos puede ser establecida teóricamente. Se trata de perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen a la totalidad del manto compresible o, al menos, el espesor que vaya a producir la mayor parte del asentamiento.

Su función se ejerce disminuyendo la longitud de las trayectorias que el agua debe recorrer para ser drenada de los estratos compresibles que se consoliden; esto se logra al permitirse el flujo en la dirección horizontal, además del flujo vertical usual. Como la mayoría de los suelos arcillosos finos son algo estratificados, de manera que la permeabilidad horizontal es más grande que en la dirección vertical, el flujo radial hacia los drenes verticales de arena, es en principio, muy eficiente.

Los drenes se instalan introduciendo en el terreno un tubo de ademe del que después se extrae el suelo y que debe recuperarse por razones económicas, extrayéndolo a medida que se rellena de arena el espacio interior, o por medio de un mandril o broca apropiada, que haga una perforación cuyas



Figura 2.15: Colocación de drenes verticales de arena.

Fuente: Internet.



paredes se sostengan al retirar la herramienta, al menos el tiempo requerido para que el hueco sea rellenado con arena que funciona como material drenante. Naturalmente el segundo método suele ser de menor costo que el primero, pero no siempre es aplicable, ya que en suelos muy blandos o turbosos no se sostienen las paredes de pozos relativamente profundos. Ambos métodos producen un importante remoldeo del terreno natural, que se refleja en su resistencia conjunta; esta reducción de resistencia debe ser tomada en cuenta, ya que han tenido lugar algunas fallas importantes por olvidarse de este detalle, si bien es cierto que la resistencia suele recuperarse algunos días o exagerando algunas semanas después de instalados los drenes. El remoldeo de los suelos puede evitarse en gran medida usando chiflones, taladros o procedimientos similares, que realicen la excavación, con mínimo desplazamiento.

Indudablemente, los drenes verticales de arena aceleran la salida del agua de los estratos compresibles, pero no deben considerarse como una solución apropiada en todos los casos; no deben utilizarse si antes no existe una exploración de campo adecuada y sin conocimiento certero del subsuelo que se pretende tratar. Quizá el caso en que su efectividad es mucho mayor, es aquel en el que existen en el terreno lentes de materiales algo permeables, que sean atravesados por los drenes. En suelos arcillosos homogéneos es frecuente que los drenes verticales aun cuando reduzcan los tiempos de consolidación, no conduzcan a procesos suficientemente rápidos como para justificar su alto costo.

Es importante para el buen funcionamiento de los drenes verticales que el material que en ellos se coloque sea realmente permeable; a este respecto la experiencia parece indicar como aconsejable sobrepasar incluso las normas usuales para materiales drenantes o constitutivos de filtro, normas que aparecen comúnmente en diversas obras. En especial, deberá cuidarse que sea muy bajo el contenido de finos menores que la malla No. 100, pues éstos afectan mucho la permeabilidad del conjunto, al grado de que variaciones de un 1% a un 2%, pueden reducir la permeabilidad 3 ó 4 veces. De la misma manera, debe evitarse toda segregación dentro del material filtrante en su colocación en el pozo.

La instalación de drenes verticales de arena debe complementarse con una capa drenante de espesor razonable, que cubra toda el área tratada. Así se garantiza salida del agua acumulada en los drenes verticales y además se propiciará el flujo vertical del agua, como ayuda del radial. Esa capa superior drenante no debe ser de menos de 30 ó 40 cm de espesor.

La separación que se dé a los drenes verticales de arena en una instalación dada influye grandemente en la aceleración que se logre en el proceso de consolidación, que es mucho mayor cuanto más próximos se coloquen, pero también, evidentemente, en el costo de instalación, que crece mucho cuando se instalan muy cercanos. También el diámetro de los pozos tiene importancia, aunque en menor grado. La práctica ha sancionado una relación entre la separación y el diámetro en el orden de 10, con valores de 30 ó 40 cm para la última dimensión. Es frecuente y conveniente la disposición denominada comúnmente en “tres bolillo”.



El poder establecer por cálculo la evolución de la consolidación en una instalación de drenes verticales depende mucho de la precisión que se logre en la determinación de las permeabilidades, vertical y radial. La permeabilidad vertical puede medirse en el laboratorio, usando los métodos para suelos estratificados; pero la permeabilidad radial se mide mejor con pruebas de campo, para lo cual se pueden usar los pozos de instalación de piezómetros, que tendrán que existir obligatoriamente en toda instalación importante de drenes verticales de arena.

Estabilización de suelos

Se ha llegado a la etapa de conocer algunos de los métodos que se emplean para realizar algún cambio en las propiedades del suelo con el objetivo de hacerlo capaz de cumplir con mejores requerimientos, trata de la estabilización de los mismo por diferente medios. En rigor son muchos los procedimientos que pueden seguirse para lograr esa mejoría de las propiedades de los suelos, con vistas a hacerlos más apropiados para algún uso específico, lo que constituye la estabilización. A continuación se enlistan algunos tipos de procedimientos, seguramente existen más, sin embargo estos son los más comunes:

- ✓ Estabilización por medios mecánicos, de los que la compactación es el más conocido, pero entre que las mezclas de suelo se utilizan muy frecuente.
- ✓ Estabilización por drenaje, ya plasmado en este escrito.
- ✓ Estabilización por medios eléctricos, de los que la electrólisis y la utilización de pilotes electrometálicos son probablemente los mejores conocidos.
- ✓ Estabilización por empleo de calor y calcinación.
- ✓ Estabilización por medios químicos, generalmente lograda por la adición de agentes de estabilizantes específicos, como el cemento, la cal, el asfalto u otros.

La gran variabilidad de los suelos y sus composiciones hacen que cada método resulte sólo aplicable a un número limitado de tipos de ellos; en muchas ocasiones esa variabilidad se manifiesta a lo largo de algunos metros, en tanto que en otras, a lo largo de algunos kilómetros, pero en cualquier caso suele ser frecuente que para aplicar un método económicamente hayan de involucrarse varios tipos de suelos a veces con variaciones de alguna significación, habiendo de renunciar correspondientemente al empleo de un procedimiento óptimo para cada caso.

Las propiedades de los suelos que más frecuentemente se estudian en problemas de estabilización son:

- ✓ Estabilidad volumétrica.
- ✓ Resistencia.
- ✓ Permeabilidad.
- ✓ Compresibilidad.
- ✓ Durabilidad.



Estabilización mecánica

Se describirá lo concerniente a la mezcla de suelos con otros suelos, para de esa manera cambiar propiedades que interesan en la ingeniería de carreteras. Cuando se diseñan mezclas de suelos, para lograr con ellas unas determinadas propiedades deseables, la granulometría suele ser el requisito más relevante en la fracción gruesa, en tanto que la plasticidad lo es para la parte fina.

El tamaño máximo de las partículas tiene importancia, puesto que tamaños demasiado grandes son difíciles de trabajar y producen superficies muy rugosas; una proporción demasiado grande de tamaños gruesos conduce a mezclas muy segregables. La presencia de contenidos importantes de materiales finos, menores que la malla 40, hace difícil lograr buenas características de resistencia y de deformabilidad, además de que puede conducir a superficies demasiado lisas y fangosas, cuando están húmedas y pulverulentas, cuando están secas.

Estudios que se han realizado demuestran que la presencia de suelo fino en una mezcla puede presentar problemas para la misma, se ha aceptado que no sobrepase del 8 ó 10% de finos que pasan la malla No. 200 y este límite puede ser aceptable sólo si los finos son realmente inertes, lo que resulta muy difícil de garantizar para un caso particular dado en la tecnología de las vías terrestres, en vista de los procedimientos de control de la actividad del material extraído en banco que es posible usar; si los finos van siendo más activos un 10% de estos en la mezcla resultarían muy perjudiciales.

Existen gráficas de otras investigaciones donde se plasma que un 25% de finos mezclados con arenas finas dan una relación de mayor peso volumétrico y mayor VRS, el inconveniente que se tiene con dichas gráficas es que en las pruebas empleados se utilizaron materiales finos con diferentes características, es decir, se probó con materiales muy inertes así como muy expansivos y los resultados no variaban mucho, lo cual deja mucho en que pensar a los ingenieros. Los resultados de estas investigaciones reflejaron únicamente una condición física de las mezclas de suelos; que se compactan mejor o se penetran más difícilmente si hay finos que llenen los huecos entre las partículas gruesas, pero sin exceder, significativamente ese valor, pero de ningún modo reflejan un comportamiento general en cuanto a resistencia o deformabilidad, en condiciones variadas de esfuerzos, bajo el efecto del agua o a largo plazo.

El aspecto más delicado de la estabilización con mezclas de otros suelos es el criterio mismo que se adopte para medir las propiedades del nuevo suelo. Si se adopta el criterio de lograr un mayor peso volumétrico, se corre el riesgo de tolerar la inclusión de cantidades de finos excesivamente elevadas. Si se estabiliza para lograr un mayor V.R.S., se caerá fácilmente en el mismo error, además de que la práctica de prueba de medición (del V.R.S.) no discrimina suficientemente la calidad de los finos incorporados, en el sentido de que finos relativamente pocos y muy perjudiciales conducen a similares valores del V.R.S. El control de los finos mezclados midiendo adicionalmente y por separado la plasticidad de los mismos no parece ser suficiente en la



práctica, quizá por los muy rápidos cambios en la plasticidad que se producen en los bancos o en los préstamos laterales, que muy difícilmente pueden ser detectados a tiempo por un control de calidad normal.

Estabilización con cemento

La estabilización de suelos con cementos es una de las más utilizadas hasta el momento. El empleo de suelo-cemento se ha extendido por el mundo entero y aumenta cada día, sobre todo en casos conectados con las vías terrestres, y muy particularmente, con el proyecto constructivo de pavimentos.

Los fenómenos químicos que ocurren entre el suelo y el cemento, cuando ambos se mezclan con el apropiado contenido de agua consisten en reacciones con los componentes sílicos del suelo, que producen conglomerados que ligan a las gravas, arenas y limos; este es el efecto básico en los suelos gruesos. Además, el hidrato de calcio que se forma como consecuencia del contacto del cemento con el agua, libera iones de calcio, muy ávidos de agua, que la toman de la que existe entre las laminillas de arcilla; el resultado de este proceso es la disminución de la porosidad y la plasticidad del suelo arcilloso, así como el aumento de su resistencia y durabilidad.

La reacción favorable suelo-cemento se ve muy impedida o nulificada cuando el primero contiene materia orgánica, pues los ácidos orgánicos poseen gran afección por los iones de calcio que libera la reacción original del cemento y los captan, dificultando la acción aglutinante del propio cemento en los suelos gruesos o la estabilización de las partículas laminares de las arcillas. También es nociva la presencia en el suelo de sulfatos de calcio, de magnesio u otras sustancias ávidas de agua.

El efecto que causa el cemento en suelos arcillosos resulta más complejo y peor comprendido que en los suelos más gruesos. En principio se produce un efecto primario en el que la hidratación del cemento produce silicatos y aluminatos hidratados de calcio, hidróxido de calcio e iones Ca, que elevan la concentración de electrolitos del agua intersticial, aumentando su pH. Sigue un proceso secundario dividido en dos fases. En la primera, se produce un intercambio iónico entre los iones de calcio y otros absorbidos por los minerales de arcilla, todo a lo cual tiende a flocular a la propia arcilla. En la segunda fase, tienen lugar reacciones químicas puzolánicas entre la cal y los elementos que componen los cristales de arcilla. Los elementos sílicos y aluminicos reaccionan con los compuestos cálcicos para formar elementos cementantes; el resultado final de esta reacción es la transformación de una estructura arcillosa originalmente floculada y vaporosa, en un agregado resistente. En esta misma segunda fase, el hidróxido de calcio que se va consumiendo puede reponerse por la cal que se libera durante el proceso primario de hidratación del cemento.

En las superficies expuestas al aire, el calcio se carbonata, con el correspondiente efecto de cementación adicional entre las partículas de arcilla.



Prácticamente todos los tipos de cemento son útiles para la estabilización de suelos y normalmente se emplean los de fraguado y resistencia normales. Para contrarrestar los efectos de la materia orgánica son recomendables cementos de alta resistencia y cuando la mezcla con el suelo se produce y extiende a baja temperatura, pudieran convenir los de fraguado rápido.

Cualquier suelo que no contenga cantidades excesivas de materia orgánica puede ser tratado con cemento para mejorar su comportamiento mecánico; las únicas limitaciones estriban en lo difícil que pueda resultar un adecuado mezclado del cemento, lo que llega a ser muy difícil en las arcillas suaves y húmedas o las que puedan surgir en los suelos muy gruesos limpios, que no suelen requerir estabilización por tener propiedades suficientemente buenas y en las que el uso del cemento no conduce a mejoramientos substanciales de esas propiedades, pero puede, en cambio, introducir graves problemas de agrietamiento en los suelos tratados.

El proporcionamiento de las mezclas suelo-cemento viene a ser a fin de cuentas la cuestión fundamental, pues el cemento es el elemento más costoso y fijar su proporción determina la factibilidad técnica de la estabilización, aparte de que las propiedades que se logren para la mezcla dependen también esencialmente de la cantidad de cemento que se emplee.

Estabilización con cal

La estabilización de suelos con cal parece ser la más antigua forma de mejoramiento de suelos por este estilo de métodos. En términos generales, las técnicas de estabilización con cal hidratada son bastante similares a las de la estabilización con cemento, pero hay dos aspectos de diferencia que conviene mencionar. En primer lugar la cal tiene un espectro de aplicación que se extiende mucho más hacia los materiales más arcillosos que el cemento y, en contrapartida, se extiende algo menos hacia el lado de los materiales granulares de naturaleza friccionante. En segundo lugar, está el uso cada día más extendido que se hace de la estabilización con cal como un pre-tratamiento, lo que da una fisonomía especial a muchos de los usos con cal, pues en estos casos no necesariamente han de satisfacerse todos los requerimientos de una estabilización definitiva.

El efecto básico de la cal es la constitución de silicatos de calcio que se forman por acción química de la cal sobre los minerales de la arcilla, para formar compuestos cementadores.

Hay dos tipos de reacciones entre el suelo y la cal. La primera es inmediata e incluye una fuerte captación de iones de calcio por las partículas de suelo, lo que deprime su doble capa a causa del incremento en la concentración de cationes en el agua; a la vez ocurre otro efecto que tiende a expandir la doble capa por el alto pH de la cal. La segunda reacción tiene lugar a lo largo de lapsos considerables y es la reacción propiamente cementante; aunque no es completamente bien conocida, se atribuye a una interrelación entre los iones de calcio de la cal y los componentes aluminicos y silicosos de los suelos; de hecho, esta última reacción puede



reforzarse añadiendo al suelo cenizas ricas en sílice. La reacción cementante tiene lugar a través de la formación de silicatos de calcio y es muy dependiente del tipo de suelo que en ella intervenga.

La cal tiene poco efecto en suelos muy orgánicos o en suelos sin arcilla. Tiene su máximo efecto en las gravas arcillosas (GC), en las que puede producir mezclas inclusive más resistentes que las que se obtendrían con cemento. Ha obtenido su utilización más frecuente en arcillas plásticas, a las que hace más trabajables y fáciles de compactar, razón por la que se usa frecuentemente como pre-tratamiento, anterior a una estabilización con cemento, además de los muchos casos en los que se usa como estabilizante definitivo. El efecto de la cal en las arcillas es más rápido en las montmoriloníticas que en las caoliníticas y en las primeras la cal logra resultados mucho más espectaculares en el aumento de resistencia y, sobre todo, en la disminución de la plasticidad. En las arcillas, la cal tiene también un importante efecto en la consecución de estabilidad volumétrica ante el agua.

En la estabilización con cal debe evitarse el uso de aguas ácidas. El agua de mar se ha usado para compactar suelo-cal con frecuencia, pero debe evitarse donde se vaya a colocar un riego de sello asfáltico sobre la capa tratada, pues la cristalización de las sales desprenderá el sello. La cantidad de agua que se empleó está regida por los procedimientos de compactación, pero si se usa cal viva pudieran requerirse cantidades adicionales de agua en suelos con menos del 50% de contenido natural de dicho elemento.

Algunas de las propiedades que se modifica en el suelo con la estabilización con la cal son las siguientes:

- Disminuye mucho el índice de plasticidad de los suelos muy plásticos (montmorilonitas, bentonitas, etc.) tiene poca influencia en el índice plástico de los suelos de plasticidad media y puede aumentar el mismo en los suelos finos menos plásticos.
- La resistencia a compresión aumenta en términos generales hasta contenidos de cal del orden del 8%, en peso; más allá de ese límite es frecuente que la resistencia permanezca relativamente insensible al aumento de la proporción de cal, excepto en el caso de los materiales más arcillosos en los que la resistencia puede seguir aumentando para contenidos de cal de 10% o aún mayores.

Estabilización con asfalto

El mejoramiento de las propiedades de los suelos con el añadido del asfalto y productos asfálticos es una técnica socorrida y frecuentemente muy efectiva. Son tres los tipos de producto que se han usado para este fin:

- Productos bituminosos, que son sistemas anhidros de hidrocarburos totalmente solubles en bisulfuro de carbono.
- Productos asfálticos, procedentes de la destilación y refinamiento del petróleo o asfaltos naturales, más raramente.
- Productos residuos de la destilación destructiva de materiales orgánicos, tales como el carbón, ciertos aceites, lignitos, turbas y madera (alquitranes).



Prácticamente todos los tipos de suelo responden a la estabilización con asfalto, incluyendo las arcillas más compresibles y activas, pero los mejores resultados se obtienen sin duda con arenas y con gravas arenosas, materiales a los que el asfalto da cohesión e impermeabilidad. La granulometría de los suelos no es esencial, pero generalmente se piden algunos requerimientos, algunos de ellos son:

El tamaño máximo de la partícula debe ser menor que un tercio del espesor compactado de la capa.

- Más del 50% del material debe ser menor que la malla No. 4.
- 35% del material debe ser más fino que la malla No. 40.
- El retenido en la malla No. 200 debe estar comprendido entre 10 y 50%.
- El límite líquido de la fracción fina debe ser menor que 40%.
- El índice de plasticidad de la fracción fina debe ser menor que 18%.

En arenas muy limpias puede haber problemas de adherencia entre el asfalto y los materiales silíceos, lo que conduce al desprendimiento del material estabilizante y a la desaparición de sus buenos efectos. Los suelos húmedos pueden presentar el inconveniente de que al añadirse más líquido durante el proceso de estabilización, lleguen a una consistencia que haga muy difícil compactarlos. En el caso de arenas muy limpias, con no más del 3% de material pasando la malla No. 200 y húmeda, una pre-estabilización con 1 ó 2% de cal puede dar muy buen resultado para mejorar la adherencia entre el asfalto y las partículas de arena.

Los efectos estabilizantes del asfalto ocurren a través de dos mecanismos. El primero es una liga establecida entre las partículas de suelo a través del asfalto, lo que da una “cohesión” al conjunto; el segundo es la protección del suelo contra la acción del agua. El primer mecanismo es importante sobre todo en suelos granulares, en tanto que el segundo resulta útil más bien en los suelos cohesivos.

A continuación se escribirá a cerca de algunos puntos de interés sobre propiedades importantes de los suelos estabilizados con asfalto.

Con respecto al peso volumétrico seco, en términos generales se puede escribir que éste disminuye conforme el porcentaje de asfalto va en aumento; esta disminución seguramente no es muy importante pues las propiedades mecánicas la compensan. La adición del asfalto en forma de asfaltos rebajados lleva consigo una proporción de solventes volátiles que es importante en el comportamiento de la mezcla obtenida; cuanto mayor sea el contenido de asfalto, menor será la pérdida de resistencia por saturación, respecto al suelo no tratado y, por otra parte, cuando los solventes pasan de cierta proporción, la resistencia de la mezcla, así como su peso volumétrico seco disminuyen.

Otra característica relevante de mencionar que se modifica es lo concerniente a la resistencia. Respecto al contenido de asfalto propiamente dicho, puede escribirse, de manera general, que cuanto mayor es éste es mejor el comportamiento de la mezcla obtenida, dentro de los límites prácticos. En suelos finos el aumento



del contenido de asfalto, no influyen en la resistencia a la compresión simple. Por el contrario, en suelos de naturaleza más bien friccionante la resistencia sí aumenta cuando el contenido de asfalto crece, pero si este último se hace aumentar demasiado, la resistencia vuelve a decrecer.

El periodo de curado de las mezclas tiene importancia en sus resistencias. Cuanto mayor sea ese periodo y de mayor temperatura el curado es mayor la pérdida de solventes, cuando se usan rebajados. También se cumple que cuanto mayor sea el tiempo de re-humedecimiento a que se somete la mezcla suelo-asfalto, mayor es el agua captada. La resistencia de un suelo-asfalto es toscamente inversamente proporcional al contenido de solventes en el momento de la prueba, de manera que cuanto más solventes se pierdan, mayor será la resistencia.

En la práctica mexicana un parámetro importante para el diseño de estructuras de pavimento es el Valor Relativo de Soporte (V.R.S.) y con respecto al comportamiento de este valor en relación a la cantidad de asfalto que contenga la mezcla de suelo-asfalto resulta conveniente escribir lo que sigue. Es normal que el V.R.S. de la mezcla aumente con el contenido de asfalto hasta un límite, a partir del cual disminuye de nuevo. También es cierto que se busquen contenidos de asfalto relativamente altos en muchos casos, para lograr mezclas que resistan convenientemente la acción repetida del agua. Es usual tender a un contenido de asfalto que permita alcanzar niveles razonables en ambos resultados, es decir, una resistencia adecuada y una estabilidad suficiente ante la acción del agua.

Otros métodos de estabilización

De otros métodos de estabilización de suelos diferentes a los ya escritos y que no han sido tratados los hay de naturaleza química y física.

Estabilizantes químicos

Los estabilizantes químicos pueden ser todavía de naturaleza inorgánica y orgánica. Los primeros se dividen en estabilizantes de tipo ácido, neutro y alcalino. El primero y el tercero de este grupo actúan atacando químicamente los minerales de arcilla, produciendo en la reacción nuevos compuestos de naturaleza cementante. Los estabilizantes neutros principalmente alteran las propiedades físicas del suelo, como el peso volumétrico.



A continuación se escribirá una breve descripción de los estabilizantes de carácter químico.

Ácido Fosfórico y Fosfatos

Parece ser que la ventaja más importante de estos estabilizantes está en los buenos resultados que se obtienen en las cloritas, ante las que el cemento y la cal rinden resultados más erráticos. También este químico tiene una considerable y benéfica acción en el peso volumétrico seco de la mezcla a la que se llega. Las ventajas anteriores parecen señalar a estos estabilizantes una ventaja particular sobre suelos jóvenes de origen volcánico.

Los estabilizantes fosfóricos limitan su acción a suelos ácidos y no son efectivos en los alcalinos, en los limos ni en las arenas. Esto se debe a que el ácido fosfórico debe atacar a las retículas arcillosas para captar el aluminio y precipitar un fosfato hidratado de aluminio.

Cloruro de Sodio

Es efectivo en todos los suelos, aunque mucho menos en los que contienen materia orgánica. Su efecto radica en producir reacciones coloidales y en alterar las características del agua contenida en el suelo. Normalmente actúa como un floculante y desde este punto de vista suele ayudar en la compactación.

Un uso muy particular, pero prometedor de la sal común es la disminución de la permeabilidad que produce en muchas arcillas, lo que la hace útil para tratar a las expansivas. La sal también beneficia la resistencia del suelo, así como su comportamiento ante el efecto de la congelación.

Sulfatos de Calcio (Yeso) y Cloruro de Calcio

El efecto de estas sustancias, sus ventajas y desventajas son muy similares a las del Cloruro de Sodio, pero es común que el efecto en la compactación sea mucho menos marcado, así como su efecto en la permeabilidad, a lo que a veces hacen aumentar, con lo que se aumenta mucho la posibilidad de remoción por lavado. El yeso se ha usado con frecuencia como aditivo en mezclas de suelo-cemento para acelerar su fraguado, pero aún esta estabilización debe ser contemplada con reserva por los problemas de fluorescencia.

Hidróxido de Sodio (sosa cáustica)

Las principales ventajas están en la facilidad con que se aplica y en el efecto que parece tener para ayudar a la compactación de los suelos. Sus efectos más ventajosos se obtienen sobre las arcillas caoliníticas de tipo laterítico y con arcillas caoliníticas ricas en aluminio.

La principal desventaja de la sosa está en su causticidad, que puede ser un peligro para los operadores y en el hecho de que se carbonata en el aire muy rápidamente y pierde su poder.



Resinas y Polímeros

Son cadenas muy largas de moléculas formadas por unión de componentes orgánicos, a los que se denomina monómeros. Los polímeros naturales tienen la forma de resinas. La incorporación de polímeros a los suelos se realiza de dos maneras; o se añaden los monómeros junto con un sistema catalizador que produce la polimerización posterior o el polímero se añade ya formado, sólido, en solución o emulsión.

Los contenidos de resinas y polímeros fluctúan normalmente entre 1% y 2% y únicamente pueden usarse con suelos ácidos.

Los polímeros pueden ser catiónicos, aniónicos y no iónicos. Los catiónicos poseen cargas positivas que crean nexos eléctricos muy fuertes con las cargas negativas de las partículas de arcilla o de las arcillas finas silíceas; por este mecanismo puede aumentar la resistencia del suelo. Desgraciadamente este efecto aumenta mucho la resistencia de la mezcla a ser compactada. También se trata de materiales difíciles de mezclar por la pequeña proporción en que intervienen.

Los polímeros aniónicos tienen la misma carga eléctrica que los minerales de arcilla, por lo que su incorporación más bien tienden a disminuir la resistencia de los suelos tratados; correspondientemente favorecen la compactación. La efectividad de estos productos es muy variable, según el tipo de suelo y su utilización probablemente se justifica pocas veces.

Estabilizantes físicos

Varias de las técnicas que se emplean de carácter físico se han escrito con anterioridad, ahora se desea resaltar las técnicas de estabilización térmica, sea por calentamiento o por enfriamiento.

Estabilización térmica por calentamiento

Este proceso se funda en la observación de cómo el calor convierte cualquier arcilla en un bloque resistente. A temperatura suficiente el proceso se vuelve irreversible y la resistencia adquirida no se pierde ni por inmersión; este efecto se logra con temperaturas del orden de 900°C, lo que representa una magnitud demasiado elevada para estabilizaciones en gran escala. En la práctica y para estos problemas resulta suficiente llegar a la temperatura en la que la rehidratación de la arcilla se torne imposible, y esto ocurre con valores comprendidos entre los 200°C y 400°C. Ya por arriba de los 100°C la resistencia puede ser muy importante, pero no es irreversible.



El calentamiento es particularmente útil para reducir el potencial de expansión de los suelos arcillosos.

Estabilización térmica por enfriamiento

El enfriamiento puede producir una disminución en la resistencia de los suelos finos al aumentar la repulsión entre las partículas y causa el movimiento del agua interparticular por efecto del gradiente térmico, por lo que produce cambios en el comportamiento del suelo no fáciles de controlar. Por estas razones, todos los métodos de estabilización por enfriamiento llegan a la congelación, que queda exenta de los defectos señalados, pues en ella el agua de los poros se congela y el suelo se transforma en un conjunto rígido, de considerable resistencia.

En los suelos arenosos, el agua se congela con temperaturas del orden de 0°C , pero en los arcillosos pueden requerirse temperaturas bastante menores.

La congelación se logra haciendo circular sustancias refrigerantes por redes de tubería colocadas en el subsuelo.

Capítulo III

*Geosintéticos empleados en estabilizar suelos deformables
y poco resistentes*



Los capítulos anteriores han tenido la finalidad de ir introduciendo, de manera gradual, al tema relacionado con la construcción de carreteras sobre suelos deformables y poco resistentes; el presente apartado tiene la finalidad de dar a conocer cuáles son los geosintéticos comúnmente empleados en México para solucionar dicha problemática cuando ciertas características del proyectos se conjugan.

Tal y como se escribió en el capítulo I existe una gran variedad de productos geosintéticos, cada uno de ellos corresponde para dar solución a problemas específicos. El ingeniero en busca de aumentar el soporte a la estructura de las terracerías de una carretera ha innovado los geotextiles y las geomallas de los cuales más adelante se entenderá cuál es el principio de funcionamiento y análisis de su comportamiento al incorporarlos en la construcción.

Geomalla y geotextil

En el mercado existen gran variedad de geomallas y geotextiles que pueden ser utilizados para el refuerzo de terraplenes sobre suelos deformables y poco resistentes (suelos blandos).

Los geotextiles son fibras (generalmente de polipropileno) tejidas formando una manta y fueron el primero de los materiales modernos en ser utilizado para el refuerzo de suelos blandos. Su funcionamiento se basa en el efecto de “membrana tensionada” mediante el cual cuando el geotextil se deforma absorbe la tensión vertical transmitida por el terraplén y la transforma en una tensión horizontal o tangencial al mismo que es asumida por la resistencia a tracción del compuesto.

Los geotextiles están diseñados para proporcionar soluciones rentables y cumplir con los requisitos de diseño específicos para la separación, refuerzo, filtración, drenaje y protección. La principal característica de estos productos es la manera de interacción de sus elementos, tejidos, no tejidos y de punto. En general, los tejidos presentan una alta resistencia a la tensión, alto módulo y baja elongación. Los no tejidos tienen alta permeabilidad como resultado de la gran porosidad, además de una buena capacidad de conformación debido a la alta elongación que presenta.

Las geomallas son de más reciente aparición, su componente plástico es de mayor dureza existiendo mallas de diversos materiales como polietilenos de alta o baja densidad o incluso mallas de fibra de vidrio. La naturaleza del material empleado en su fabricación proporciona a la malla una serie de características de rigidez y resistencia a los ataques mecánicos y bioquímicos. En el refuerzo de suelos blandos es habitual utilizar mallas de PVC o polietileno de alta densidad. La ventaja del polietileno sobre el PVC es su menor grado de cristalización que le permite mantener mejor las propiedades de flexibilidad con el tiempo y una mayor resistencia a los ataques bioquímicos.



Entre las geomallas se distinguen las uniaxiales, biaxiales y multidireccionales. Las primeras trabajan en una única dirección principal, por lo que su aplicación en el refuerzo de suelos blandos no es adecuada siendo su rango de aplicación la construcción de estructuras de suelo reforzados tipo “muro verde”, las biaxiales y multidireccionales trabajan como mínimo en dos direcciones ortogonales entre sí pudiendo adoptar el efecto “membrana tensionada” y resultando adecuadas para el refuerzo de suelos blandos. En cuanto al proceso de fabricación se tienen geomallas tejidas y coextruídas. En el primer caso se procede a fabricar una serie de filamentos de material y después a tejerlos entre sí formando la malla, normalmente se sellan los nudos mediante un proceso de soldadura por temperatura, en el segundo caso se procede a punzonar una lámina de material y a extruirla en las direcciones adecuadas aumentando la apertura de los punzonamientos a la apertura de malla deseada. Las mallas coextruídas son de mayor calidad ya que carecen de puntos débiles en las juntas (soldaduras térmicas) y durante el proceso de extrusión los polímeros se orientan proporcionando la mayor resistencia en dicha dirección.

Las geomallas están diseñadas específicamente para el refuerzo, conectadas integralmente en el plano con elementos separados entre sí. Se caracterizan por una alta resistencia a la tensión y una matriz con aberturas distribuidas uniformemente. Estas aberturas permiten que las partículas de suelo se incrusten en ellas, generando una trabazón entre éstas y una mayor fricción entre la geomalla y las mismas partículas; adicionalmente se garantiza un drenaje vertical y horizontal.

Propiedades de los distintos refuerzos

Como ya se ha escrito, los distintos tipos de refuerzos tienen distintas características físicas lo que deriva en una eficacia distinta a la hora de ser utilizados. Si atendemos a la norma ETL 1110-1-189 (2003) del US Army Corps of Engineers para el uso de geomallas en la construcción de pavimentos, la cual se basa a su vez en el método de Steward para el servicio forestal de EE.UU., desarrollado en los años 70, tenemos que el empleo de un geotextil tejido en la base del terraplén multiplica por 1.3 la capacidad portante del terreno y el uso de una geomalla lo hace por 2.1. Hay que señalar que en el momento de publicarse la citada norma (2003) las geomallas multidireccionales no estaban todavía en el mercado de forma masiva ni habían sido validadas por lo que cuando la norma se refiere a geomalla lo hace a geomallas biaxiales.

En cuanto a la eficacia de los distintos tipos de geomalla disponibles en el mercado está varía mucho en función del material y, de acuerdo con las investigaciones realizadas en EE.UU., con la estabilidad de la forma de la apertura, la cual tiene mayor influencia que la resistencia última en cada una de las direcciones, por lo que siempre serán preferibles las mallas de polietileno coextruídas frente a las mallas de PVC tejidas o las mallas de polietileno tejido.



Principios de funcionamiento

Entendemos como *tecnología* a todos los elementos desarrollados por el hombre con el fin de satisfacer sus necesidades materiales e intelectuales dando origen a nuevas formas de producción. Ciencia, tecnología y técnica van siempre de la mano, mientras la primera explica científicamente el comportamiento de los fenómenos que rodean al hombre la tecnología conjuga todos esos conocimientos para ser aplicados a la resolución de problemas reales siguiendo ciertos pasos para que se ejecute de manera adecuada (técnica).

El área de las vías terrestres no está exenta en el desarrollo e innovación de tecnologías que permitan optimizar los tiempos de construcción, reducir los costos de operación y mantenimiento además de proveer de una obra con mayor vida útil, en pocas palabras, realizar ingeniería. Ante un problema el ingeniero estará ahí para buscar una solución ecológica, socialmente aceptable y económica, es decir, un proyecto sustentable.

Los conocimientos que se posean con respecto a un tema son indispensables para imaginar el comportamiento futuro de las estructuras que se construyan, para que de esta manera se logren ajustar los modelos matemáticos que se generen mediante la instrumentación así como corroborar las situaciones supuestas.

Por tal motivo a continuación se explican de manera sencilla los conceptos que intervienen en el funcionamiento de las geomallas y geotextiles.

Fricción

Tratándose de un fenómeno físico muy conocido puede tornarse complejo exponerse, más sin embargo la fricción resulta indispensable para el funcionamiento de gran parte de las máquinas desarrolladas por el hombre.

Las superficies perfectamente lisas o exentas de rozamiento constituyen un modelo útil para muchas situaciones. Ahora bien, el contacto entre superficies reales, siempre están presentes fuerzas de fricción o rozamiento que se ejercen tangencialmente a las superficies. Que estas fuerzas sean grandes o pequeñas dependen de varias cosas, entre las que se cuenta el tipo de materiales en contacto.

Las fuerzas de fricción se ejercen de manera que se oponen a la tendencia de las superficies en contacto a deslizarse una respecto a otra y pueden resultar convenientes o nocivas. Sin la fricción, sería imposible caminar, montar en bicicleta, conducir un automóvil o recoger algún objeto. Incluso en ciertas aplicaciones, tales como los frenos y las bandas de transmisión, una de las consideraciones en el proyecto es hacer máxima la fricción. En cambio, en otras aplicaciones, la fricción es contraproducente. La fricción origina pérdidas de energía y desgaste de las superficies en contacto que deslicen una sobre otra. En dichos casos, una consideración primordial del proyecto es reducir al mínimo la fricción.



En la práctica de la ingeniería se encuentran básicamente dos tipos principales de fricción: la fricción estática o de Coulomb y la fricción cinética.

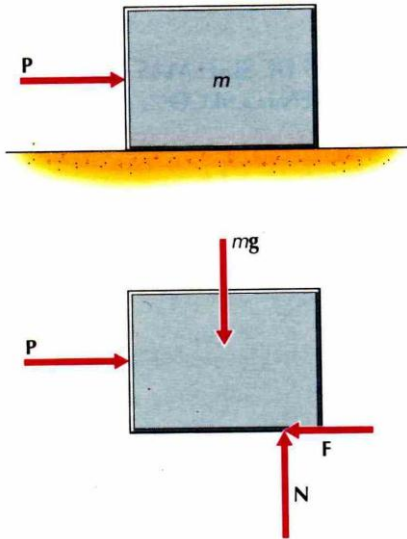


Figura 3.1. Cuerpo de masa “m”, reposando sobre un plano horizontal.

Fuente: Leroy D. Sturges y William F. Riley. “Ingeniería Mecánica Estática”

Para investigar el comportamiento de las fuerzas de fricción, puede considerarse un experimento sencillo en el cual un bloque sólido de masa m descansa sobre una superficie horizontal rugosa y se halla sometido a una fuerza horizontal P (Figura 3.1). El equilibrio del bloque exige una fuerza que tenga una componente normal ($N=mg$) como una componente horizontal o de fricción ($F=P$) que actúen sobre la superficie de contacto. Cuando la fuerza horizontal P sea nula, no será necesaria ninguna componente horizontal F para que haya equilibrio y la fricción no ejercerá fuerza sobre la superficie. Al ir aumentando la fuerza P , también aumenta la fricción F , según se indica en la gráfica de la Figura 3.2. Ahora bien, la fuerza de fricción no puede aumentar indefinidamente y llegará a alcanzar su valor máximo $F_{\text{máx}}$. Este valor máximo recibe también el nombre del valor límite de la fricción estática.

La condición en la que esta fuerza de fricción tiene su valor máximo es la llamada condición de deslizamiento inminente. Es decir, cuando P crece por encima del punto $P=F_{\text{máx}}$ la fricción ya no puede proporcionar la fuerza necesaria para mantener el equilibrio. Por tanto, el bloque ya no estará en equilibrio comenzará a deslizarse en la dirección y sentido de la fuerza P . Cuando empieza a deslizarse, la fuerza de fricción disminuye su módulo F entre un 20 y 25%. A partir de aquí el bloque deslizará con celeridad creciente mientras la fuerza de fricción (fuerza de fricción cinética) se mantiene aproximadamente constante.

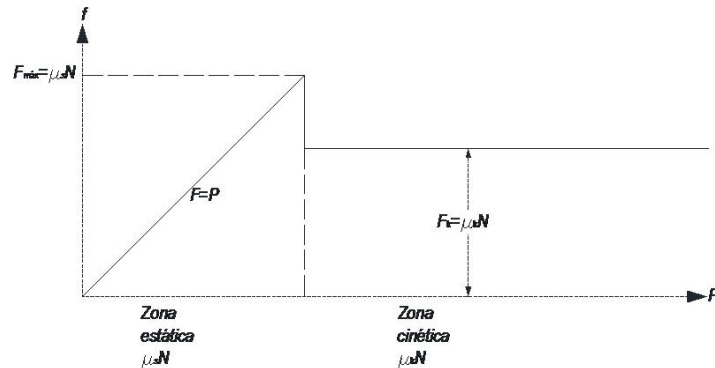


Figura 3.2. Representación de fuerza de fricción estática y cinética.

Fuente: Leroy D. Sturges y William F. Riley. “Ingeniería Mecánica Estática”



Repitiendo el experimento con otro bloque de masa $m_2=2m$ se tendrían resultados análogos, si bien la fuerza límite a la cual el bloque inicia su deslizamiento sería el doble que antes. Es decir, el valor de la fricción límite proporcional a la fuerza normal en la superficie de contacto

$$F_s = \mu_s N \text{ ----- (3.1)}$$

donde

$F_s \rightarrow$ fuerza de fricción estática

$\mu_s \rightarrow$ coeficiente de fricción estática

$N \rightarrow$ fuerza normal a la superficie de contacto; $N = W \cos(\alpha) \text{ ----- (3.2)}$

$W \rightarrow$ peso del cuerpo

$\alpha \rightarrow$ ángulo del plano de inclinación con respecto a la horizontal

La constante de proporcionalidad μ_s depende de los tipos de materiales en contacto y éste a su vez es independiente de la fuerza normal y del área de la superficie en contacto.

Para comprender por qué μ_s es independiente del área de la superficie de contacto, hay que considerar de dónde proceden las fuerzas de fricción. Se cree que dicha fricción estática se debe principalmente a la rugosidad de las dos superficies y, en menor grado, a la atracción entre las moléculas de las superficies. Incluso cuando se considera que las superficies son lisas, siempre tienen irregularidades según se observa en la ampliación (idealizada) de las superficies en contacto representada en Figura 3.3. Por lo tanto, el contacto entre el bloque y la superficie sólo tiene lugar en unas cuantas áreas pequeñas de la superficie común. Entonces la fuerza de fricción F es la resultante de las componentes tangenciales de las fuerzas que se ejercen en cada uno de los diminutos puntos de contacto, al igual que la fuerza normal N es la resultante de las componentes normales de dichas fuerzas. Aumentar el número de puntos de contacto sólo conlleva a que se reduzcan proporcionalmente las componentes normal y de fricción en cada punto, con lo que no varían sus sumas F y N . Por tanto, tampoco variará μ_s .

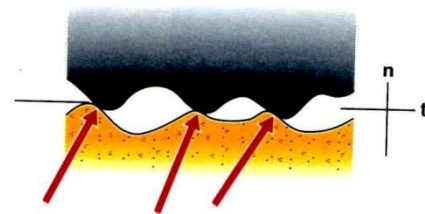


Figura 3.3. Rugosidad relativa entre el contacto de dos materiales.

Fuente: Leroy D. Sturges y William F. Riley. "Ingeniería Mecánica Estática"

Conviene hacer notar que como la fuerza normal N es la resultante de una fuerza distribuida, se ejercerá sobre el centroide de dicha distribución de fuerza. Si ésta es uniforme, N actuará en el centro de la superficie. Sin embargo, N no actuará, en general, ni en el centro de la superficie ni en el centro del cuerpo. Como generalmente, no se conoce la distribución real de las fuerzas, la situación de N se determinará mediante el equilibrio de momentos.



Debe observarse que la fricción es una fuerza resistiva, es decir, la fricción se opone siempre al movimiento; nunca tiende a crear movimiento. Sin embargo, independientemente de cuánta fuerza de fricción se disponga sobre una superficie, la fuerza de fricción que se ejerce en realidad nunca es mayor que la necesaria para satisfacer las ecuaciones de equilibrio

$$F \leq \mu_s N \text{ ----- (3.3)}$$

En donde el signo igual únicamente vale para condiciones de deslizamiento inminente.

Cuando el bloque comience a deslizarse respecto a la superficie la fuerza de fricción disminuirá hasta el valor

$$F = \mu_k N \text{ ----- (3.4)}$$

donde μ_k es el llamado coeficiente de fricción cinético. Este coeficiente también es independiente de la fuerza normal y de la aceleración del movimiento relativo – al menos a aceleraciones bajas.

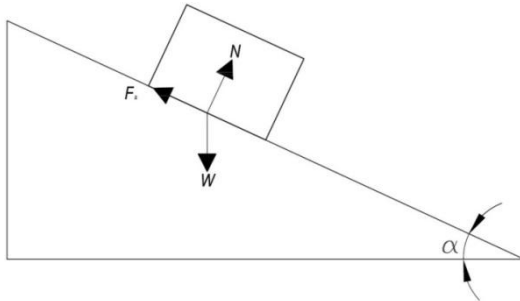


Figura 3.4. Cuerpo sobre un plano inclinado.

Fuente: Propia

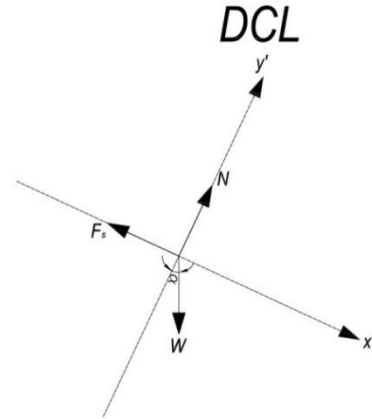


Figura 3.5. Diagrama de Cuerpo Libre de un cuerpo sobre un plano inclinado.

Fuente: Propia.

En el caso particular de un objeto en reposo sobre un plano inclinado, tal como se muestra en la Figura 3.4, se tiene el siguiente razonamiento; de acuerdo al diagrama de cuerpo libre (DCL) sobre este cuerpo actúan tres fuerzas: 1) la fuerza normal (N); 2) el peso propio (W) y; 3) la fuerza de fricción estática (F_s).

El Diagrama de Cuerpo Libre considerado se encuentra sobre un sistema de coordenadas con cierto ángulo de rotación, el cual coincide con α , esto con la finalidad de facilitar el análisis del sistema de fuerzas.

$$\begin{aligned} \sum F_{x'} &= -F_s + W \text{Sen}(\alpha) \\ \sum F_{x'} &= W \text{Sen}(\alpha) - \mu N \\ \sum F_{x'} &= W \text{Sen}(\alpha) - \mu W \text{Cos}(\alpha) \text{ -----(3.5)} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \sum F_{y'} &= N - WCos(\alpha) \\ \sum F_{y'} &= WCos(\alpha) - WCos(\alpha) \\ \sum F_{y'} &= 0 \text{ ----- (3.6)} \end{aligned}$$

De la ecuación (3.5) se puede conocer el ángulo α a partir del cual la resultante provocará que el cuerpo comience con un movimiento relativo.

$$\begin{aligned} WSen(\alpha) - \mu WCos(\alpha) &= 0 \\ WSen(\alpha) &= \mu WCos(\alpha) \\ \mu &= Tan(\alpha) \\ \alpha &= Tan^{-1}(\mu) \text{ ----- (3.7)} \end{aligned}$$

La ecuación 3.7 muestra que el ángulo de inclinación, con respecto al plano horizontal, requerido para que comience un movimiento entre el plano y el cuerpo que se encuentra sobre él depende de μ , a mayor coeficiente de fricción entre los dos materiales mayor ángulo requerido.

Ahora bien, la aparición de la fuerza de fricción entre dos superficies en contacto no es el único fenómeno en el que se basa el funcionamiento de las geomallas y geotextiles, llega el momento de conocer a cerca del confinamiento de masas.

Confinamiento

El confinamiento se refiere a la restricción de algo a ciertas condiciones con la finalidad de obligarse a obtener algunas características; para el caso de las geomallas, las aberturas que presenta obligan a las partículas de suelo a permanecer dentro de ellas resultando una mayor fricción entre ellas a efecto de que la fuerza normal incrementa.



Figura 3.6. Confinamiento de agregados pétreos en una geomalla.

Fuente: <http://www20.gencat.cat>

Investigación

Tal y como se ha escrito anteriormente, la tecnología se va desarrollando de acuerdo a las necesidades que va creando el hombre y en el ámbito de la ingeniería puede ocurrir que surja primeramente la innovación y después la investigación, o al revés, sin embargo, el empleo de geomallas y geotextiles en la estabilidad de suelos deformables y poco resistentes ha tenido su desarrollo e investigación desde hace ya varios años. Muchos investigadores se han dado a la tarea de llegar a expresiones que representen matemáticamente el



comportamiento de las estructuras de pavimento a las que se les ha incorporado algún geosintético, en este caso los Doctores J.P. Giroud y Jie Han son los más conocidos por sus investigaciones y resultados arrojados, los cuales se discuten más adelante.

Experimentación

Para poder deducir expresiones matemáticas, que sirvan como herramienta para encontrar espesores de capas de pavimento o en su caso predecir el comportamiento de una estructura ya construida, ha sido indispensable llevar a cabo diferentes experimentaciones tanto en el laboratorio como en caminos reales con el objeto de correlacionar lo investigado con lo observado en la práctica. A continuación se podrán discutir algunos de los resultados obtenidos tras la experimentación, así como las variables representativas que han sido importantes para la correcta interpretación.

Condición del terreno de cimentación

El método de GH asume que el terreno de cimentación se compone de suelo fino saturado (limo y arcilla) y que la falla se produce en una condición del terreno no drenado. En algunos casos, el terreno no está saturado y no necesariamente se trata de suelos finos. Los esfuerzos que se puedan soportar en el terreno de cimentación para una condición no saturada pueden disminuir significativamente después de que éste es inundado por agua. Aspecto que es importante tener como dato al momento de utilizar algún método de diseño ya que es una condición que es muy probable se presente durante la vida útil del camino.

Variabilidad en las características del terreno de cimentación

Las propiedades del suelo cambian de un punto a otro. La variabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante en el terreno tiene un gran efecto en el rendimiento de los caminos no pavimentados, sobre todo cuando el valor del CBR es bajo. Tomando como ejemplo la Figura 3.7, el espesor requerido de la base compactada reforzada con una geomalla para al paso de 1000 ejes equivalentes en función del CBR del terreno permitiendo una profundidad de huella o rodadura de 75mm es de 48cm para un CBR = 0,5%, 28cm para un CBR = 1%, y de 18cm para un CBR = 1,5%.

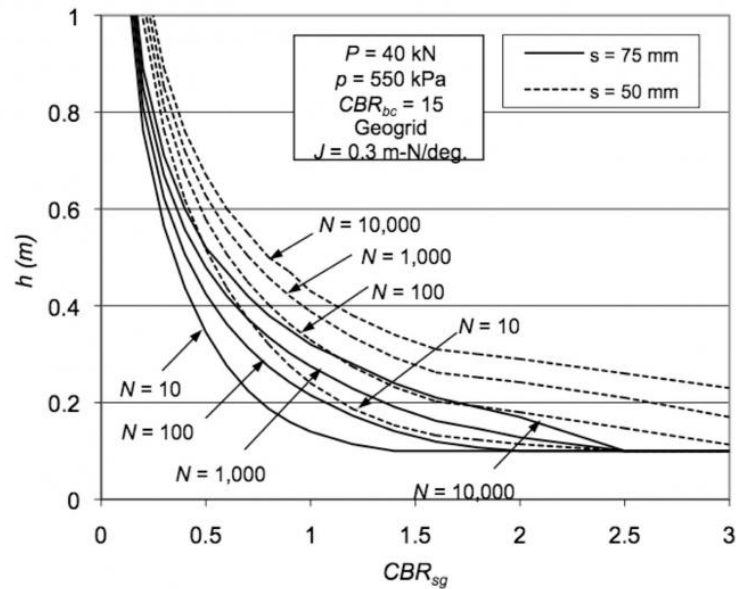


Figura 3.7. Diseño gráfico para un camino no pavimentado reforzado con geomalla.

Fuente: Giroud and Han, 2004b.

Esto demuestra que el aumento de espesor requerido en la base es de 71% para una disminución de 0.5% en el CBR de 1.0% a 0.5%, y 56% para una reducción de 0.5% en el CBR de 1.5% a 1.0%. Por lo tanto, la experimentación demuestra que los modelos a que se llegaron son más sensibles para los valores de CBR del terreno de cimentación por debajo del 1%, por lo que los diseñadores deberán prestar más atención a la forma en que asignan las propiedades del suelo para ser utilizado en el diseño.

Una adecuada práctica en durante la ejecución de las obras es indispensable cuando el camino se va a construir sobre un terreno deformable y poco resistente (suelos blandos) ya que debido a las técnicas constructivas se puede influir drásticamente en el comportamiento de la estructura. Además, la variabilidad en la resistencia del terreno añade complejidades relevantes para los estudios experimentales a gran escala. Tal heterogeneidad en las condiciones del terreno y/o discrepancias entre las prácticas constructivas en la realidad y las empleadas en los experimentos pueden modificar fácilmente los resultados en los estudios. En su estudio de campo Cuelho y

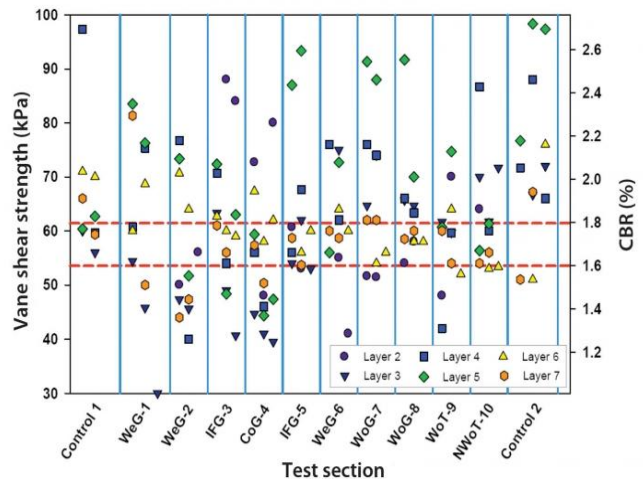


Figura 3.8. Variación de la resistencia a cortante.

Fuente: Cuelho y Perkins (2009).



Perkins (2009) mostraron que el terreno de cimentación tenía una variabilidad significativa en la resistencia al cortante y los valores de CBR. Por ejemplo, la sección de prueba WeG-2 presentó valores de CBR que van desde 1.3% a 2.2%.

Esta gran variación en la resistencia debe evitarse para cualquier estudio experimental a gran escala, ya que puede dar lugar a conclusiones erróneas.

El valor del CBR del terreno puede también estimarse correlacionándose con las lecturas del cono de penetración dinámica, DCP por sus siglas en inglés. Una correlación comúnmente utilizada entre el CBR y el DCP fue propuesto por Webster et al. (1994), y adoptada en la ASTM D6951 / D6951M - 09 DCP estándar (ASTM International, 2009). La Figura 3.9 muestra claramente que esta correlación tiene una gran variabilidad.

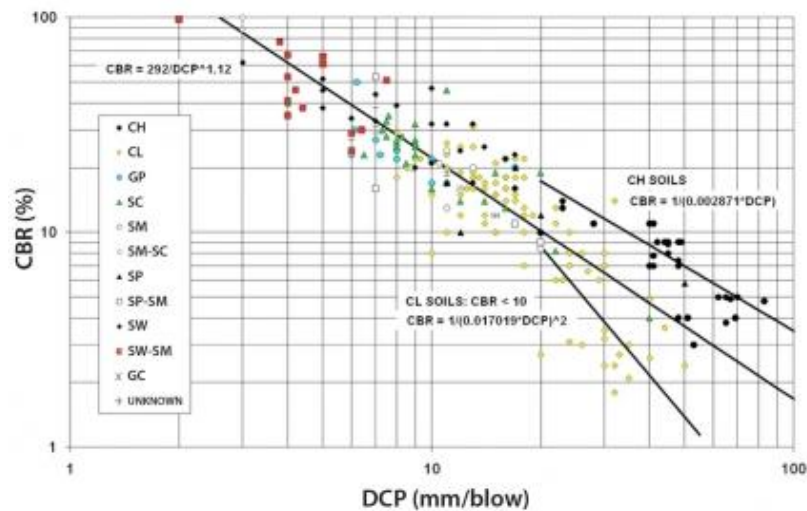


Figura 3.9. Correlación entre el CBR y las lecturas del Cono de Penetración Dinámica.

Fuente: Webster et al. (1994)

Esta variabilidad, cuando el valor del CBR es menor al 10%, se hace aún más significativa y son precisamente las situaciones en las que, en la general, se necesita refuerzo para carreteras no pavimentadas.

Sensibilidad

Muchos suelos son sensibles, es decir, su resistencia disminuye cuando se alteran las condiciones del mismo. Como se demostró en el estudio realizado por Fannin y Sigurdsson (1996), la resistencia media al corte sin drenar de una muestra del terreno natural disminuyó de 40.0 kPa (medida en una muestra sin alterar) a 5.7 kPa (medida en una muestra remodelada o alterada). Uno puede esperar ver una reducción similar en la resistencia del suelo después del remodelado que provocará el tránsito de la maquinaria de construcción. Este



decremento en la resistencia afecta el rendimiento de la carretera no pavimentada tal como Giroud y Han (2004b) mostraron en el retro cálculo de la resistencia registrada durante sus estudios. Por tal motivo, tal variable (resistencia al corte no drenada del suelo remodelado) está presente en el diseño.

La sensibilidad del suelo afecta no sólo el diseño como se mencionó anteriormente, sino también la interpretación de pruebas de campo. La Figura 3.10 muestra la reducción de la resistencia al cortante sin drenar debido al tránsito presente en los estudios de Cuelho y Perkins (2009).

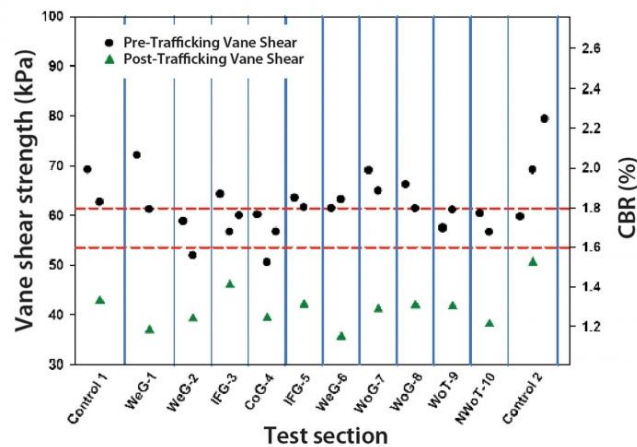


Figura 3.10. Reducción de la resistencia al corte después del tránsito inducido durante la experimentación.

Fuente: Cuelho y Perkins (2009).

Sin duda, tal decremento de resistencia afectó considerablemente el desempeño en todas las secciones de la prueba. Debido a que cada sección tuvo diferentes comportamientos en cuanto a la pérdida de resistencia como consecuencia del remodelado de la estructura del suelo, la influencia de tal acción en el rendimiento fue diferente. Como resultado de ello, la comparación entre el rendimiento real con diferentes geosintéticos es complejo.

Espesor, resistencia, rigidez, y filtración de la base

Así mismo, existen otras variables que se han estudiado y resultan importantes para la correcta o en su caso una mejor interpretación de la función de una geomalla o geotextil incorporado a las terracerías como refuerzo de la estructura carretera.

Espesor de la base

El espesor de la base “h” determinado por el método de GH es un espesor de la capa ya compactada, no se debe confundir por una medida de espesor inicial o sin compactar. Por lo tanto, para dar un uso adecuado al método y comparar con otras soluciones propuestas para la misma problemática no se debe confundir al

emplear el espesor de la base ya compactada, repercutiendo en los volúmenes de material pétreo que es necesario acarrear de algún banco de materiales.

Resistencia y rigidez requerida en la base

El método propuesto por Giroud y Han asume que la base tiene suficiente resistencia y rigidez para soportar las cargas repetidas del tránsito antes de que falle el terreno natural. Sin embargo, si se emplea realmente material de baja calidad para la construcción de la base ésta puede fallar estructuralmente o experimentar deformaciones excesivas, resultando en la aparición de roderas sobre la superficie del camino. La gráfica de diseño propuesta por Hammitt (1970) para pistas de aviones no revestidas, la cual se muestra en la Figura 3.11, se puede utilizar para vehículos en carreteras no pavimentadas.

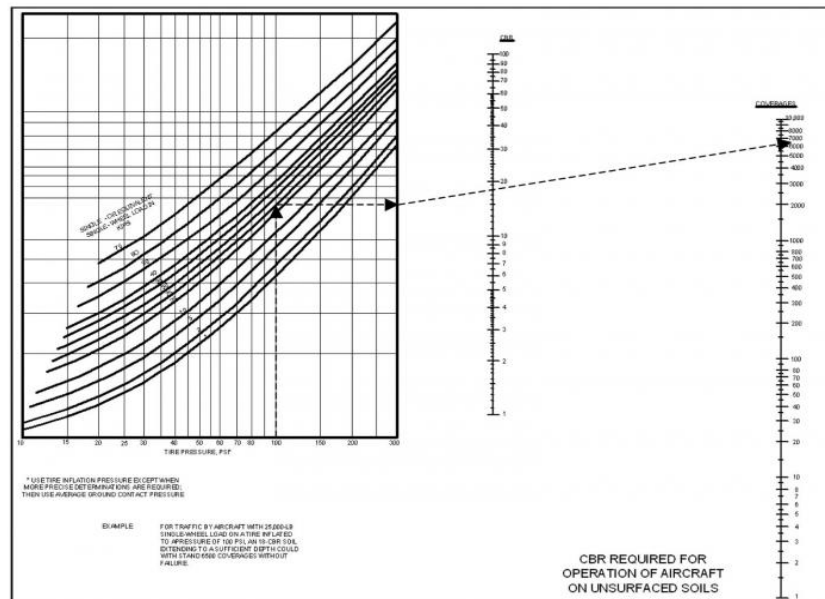


Figura 3.11. Valor de CBR en la base requerido dependiendo el tipo de aeronaves.

Fuente: Hammitt (1970).

La gráfica anterior permite verificar la calidad del material de base. Si la calidad no es suficiente, se obliga a que el material sea reemplazado por uno de mejor calidad o en su caso mejorar el comportamiento de la base a través del uso de una de geomalla dentro de la misma capa. La instalación apropiada en campo y la compactación de la base son importantes para asegurar la resistencia y rigidez suficiente. En algunos estudios a gran escala llevados a cabo en campo se recurrieron a procedimientos de instalación y construcción especiales o diferentes (incluyendo un menor número de pasadas de la maquinaria para lograr el grado de compactación requerido) con el objeto minimizar los efectos de remoldeo al suelo del terreno de cimentación, a la instrumentación instalada y los propios geosintéticos estudiados, lo que se tradujo en una menor resistencia y



rigidez en la base lo cual no era representativo de los procedimientos utilizados en construcción de proyectos reales.

Filtración

El material pétreo de la base debe tener una granulometría adecuada (buena distribución de los tamaños de las partículas en los agregados) con la finalidad de permitir un flujo de agua eficiente, logrando con esto minimizar la migración de partículas finas de la subrasante hacia la base. El mezclado de los materiales de base y el terreno de cimentación reduciría la resistencia y la rigidez de la base, como consecuencia se tendría una profundidad de rodadura adicional resultado del deterioro de dicha base. Christopher y Holtz (1989) sugirieron que, cuando no se emplea algún geosintético, es necesario que se proporcione un espesor de base adicional para poder compensar la pérdida material de la base que se incrusta en el terreno, tal y como se ilustra en la Figura 3.12.

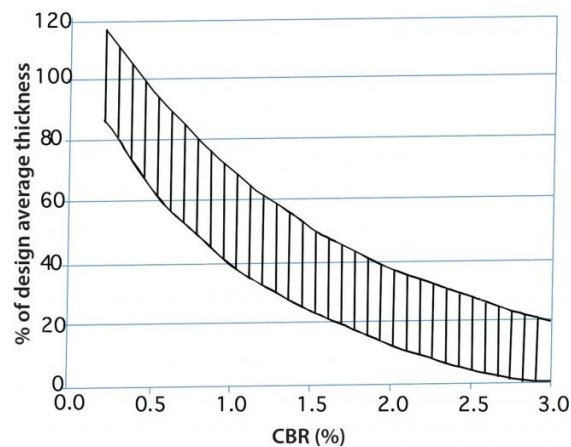


Figura 3.12. Espesor adicional en la base debido a la incrustación de material pétreo en el terreno de cimentación.

Fuente: Christopher y Holtz (1989).

De acuerdo con la Figura 3.12, el espesor de base adicional necesaria para compensar la pérdida de agregado podría ser hasta de un 20% cuando el CBR de la subrasante es de 3% y mayor cuando la resistencia disminuye. En el último de los casos se conduciría a la reducción de la vida útil de la vialidad sino se toman las debidas medidas para corregir.



Propiedades de la geomalla

Tensión

Giroud y Han (2006) señalaron que la resistencia a la tensión no es un indicador preciso para calibrar y validar los resultados de los geosintéticos en aplicaciones a caminos no pavimentados. La Figura 3.13 muestra la relación del tránsito (TBR) en función de la resistencia a la tensión que se produce en la geomalla cuando esta se deforma el 5%, gráfica obtenida en pruebas gran escala de caminos sin pavimentar por Watts et al. (2004).

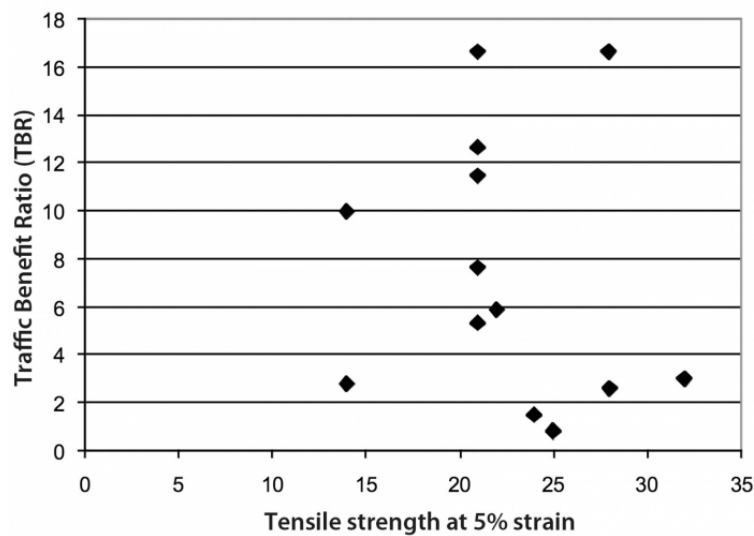


Figura 3.13. Relación entre el TBR y deformación de la geomalla cuando tiene el 5% de deformación.

Fuente: Watts et al. (2004).

El TBR, por sus siglas en inglés, es un indicador de rendimiento y se define como la relación existente entre el número de pasadas de un eje equivalente necesarias para alcanzar una determinada profundidad de rodera en una sección que contiene un geosintético con respecto al número de repeticiones del mismo eje necesarias para alcanzar la misma profundidad de rodera en una sección no reforzada con las mismas propiedades y espesor en la base y subrasante. Observando la Figura 3.13 se nota que no existe una correlación entre la resistencia a la tensión que se presenta cuando la deformación de la geomalla es del 5% con base al rendimiento de los tramos de caminos sin pavimentar estudiados. Además, Giroud y Han (2006) calcularon la deformación en la geomalla provocada por esfuerzos a tensión empleando los perfiles proporcionados por Watts (comunicación personal, 2005), los cuales fueron elaborados durante las pruebas a escala real realizadas por Watts et al. (2004) a caminos no pavimentados. Dichos perfiles corresponden a las profundidades máximas de rodera de la sección B de las pruebas. Encontraron que las deformaciones promedio en la geomalla que se localizan por debajo de donde pasaron ejes duales oscilaron entre 0.1% y 1.2%, las que son significativamente menos del 5.0%. Aunque no se demostró en este estudio, existe la posibilidad que haya correlación entre la resistencia a



la tensión y el rendimiento de otros geosintéticos no incluidos en su trabajo. Sin embargo, tal relación tendrá que ser establecida a través de pruebas a escala real.

Muchas de las primeras teorías para caminos no pavimentados se basaron en el efecto de la membrana tensionada. Si bien es cierto, esta consideración todavía puede ser el mecanismo dominante y un enfoque teórico válido para algunos tipos de geosintéticos, el beneficio de la alta resistencia a la tensión a través del efecto de la membrana tensionada sólo se logra cuando las deformaciones en la superficie y en la base son excesivas, las cuales están permitidas para la mayoría de los caminos no pavimentados en servicio, como se muestra por Giroud et al. (1985).

Forma de la abertura y geometría

Otras de las propiedades de la geomalla consideradas importantes para el confinamiento lateral del agregado pétreo son: la forma y espesor de la costilla, tamaño de la abertura, módulo de tensión inicial, rigidez a la flexión de la costilla en el plano, y la eficiencia de las uniones (Webster, 1992). Algunas geomallas recién introducidas al mercado y empleadas en carreteras pavimentadas y sin pavimentar tienen aberturas triangulares y nuevas direcciones en los esfuerzos. Estas nuevas geomallas tienen, significativamente, diferentes propiedades físicas y mecánicas con respecto a las geomallas uniaxiales y biaxiales. La nueva forma de abertura y la nueva gama de propiedades físicas y mecánicas han demostrado proporcionar un rendimiento mejorado (Watts y Jenner, 2008; Dong et al, 2010;.. White et al, 2011). También, Dong et al. (2011) mostraron que las geomallas con aberturas triangulares tienen la rigidez a la tensión radial más uniforme que aquellas con aberturas rectangulares o cuadradas. Giroud (2009) ha señalado:

"La eficacia de la interacción geomalla-agregado depende de la geometría relativa de la geomalla y agregado. Con aberturas cuadradas o rectangulares se puede esperar una disposición cúbica del agregado, la cual es una disposición suelta. Esta situación limitaría el beneficio de una buena trabazón entre el agregado. En contraste, las aberturas triangulares promueven una disposición hexagonal de agregado, lo que es una disposición densa. Por lo tanto, las aberturas triangulares pueden conducir a maximizar la rigidez de la base reforzada, es decir, un confinamiento y trabazón mayor".

Confiabilidad vs probabilidad de falla

Debido a la gran variabilidad en las capas de un camino (terracerías, subbase, base y capas asfálticas), cargas relacionadas al tránsito y metodologías de diseño, las estructuras de pavimento se han diseñado para que puedan ser confiables, tal y como se expone en la Guía de Diseño AASTHO 1993. Confiabilidad es la probabilidad para que el actual desempeño del camino (o serviciabilidad) exceda o iguale el desempeño considerado en el diseño. Tal y como se muestra en la Figura 3.14, los puntos representan el actual desempeño



individual de un camino respecto a una distribución estadística, mientras que la curva de desempeño representa el desempeño promedio del camino.

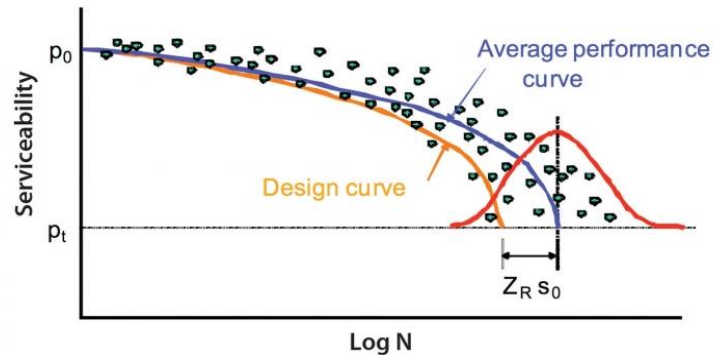


Figura 3.14. Representación gráfica del diseño contra el comportamiento.

Fuente: Giroud and Han, 2004b.

El desempeño de una carretera decrece desde un Índice de Servicio Inicial (p_0) al Índice de Servicio Final (p_t), en el cual es necesaria la rehabilitación o reconstrucción del camino. Si la curva de diseño coincide con la curva promedio de desempeño quiere decir que existen las mismas posibilidades de éxito o fracaso al contrastar el diseño frente a los resultados reales. Un diseño con una confiabilidad más alta (es decir, mayor desviación estándar normal, Z_R , a una cierta desviación estándar general, s_0) requiere estructurar el pavimento más robusto (por ejemplo, mayor espesor y/o el uso de más geosintéticos), el cual tiene menor probabilidad de falla estructural, dando una posibilidad mayor que el diseño sea el adecuado ante las condiciones de tránsito ya en operación. La Guía de Diseño AASHTO (1993) sugiere de un 50% al 80% de índice de confiabilidad para el diseño de un camino de segundo orden. Los caminos no pavimentados, son en su mayoría, las carreteras locales, caminos agrícolas o caminos de acarreo temporales, por lo tanto, es razonable que estas vías se diseñen a con una confiabilidad del 50%. La ecuación del método de GH (más adelante se discuten) para las bases no reforzadas se calibró comparando con el rendimiento promedio de los caminos no pavimentados y no reforzadas estudiados por Hammitt (1970), por lo tanto, la confiabilidad de diseño es únicamente del 50%. Un método de diseño con una mayor confiabilidad puede ser desarrollado, pero dará lugar a una estructura con mayor espesor y por tanto más cara. Cualquier evaluación del desempeño en el campo de las carreteras no pavimentadas contra los resultados que arroje el método de diseño de GH debe considerar tal hecho.



Número de repeticiones de carga vs espesor de base para verificar el método de diseño

El espesor de la base requerida, h , es una función del $\log N$ (N es el número de repeticiones de carga) tal y como se observa en la Figura 3.15, donde los puntos se calcularon utilizando el método de GH.

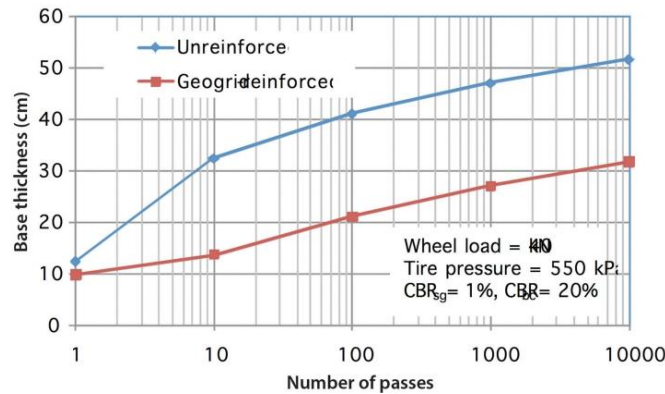


Figura 3.15. Espesor de la base vs número de repeticiones obtenido mediante el método de GH.

Fuente: Giroud and Han, 2004b.

Por ejemplo, una base no reforzada de espesor de 40 cm se prevé soportar 70 repeticiones de una carga de 40kN. Si hay un aumento del 10% en el espesor de la base (es decir 44 cm), lo cual se considera una desviación tolerable en la práctica de la construcción, el número de repeticiones aumenta a 300, que es aproximadamente un 330% mayor que el número de pasadas para la base no reforzada con un espesor de 40 cm. Para una base reforzada con una geomalla específica biaxial con espesor de 20 cm se prevé soporte 70 repeticiones, mientras que para una base reforzada con espesor de 22cm (10% de aumento en la misma base reforzada) se prevé soportará 140 acciones de la misma carga, que es 100% mayor comparando con la base reforzada de 20cm. En otras palabras, una variación del 10% en el espesor de la base puede resultar desde el 100% hasta el 330% de diferencia en la vida útil del pavimento. Este sencillo ejercicio demuestra que los resultados calculados empleando el método de GH (para bases no reforzadas y reforzadas en caminos no pavimentados) parecen ser mucho más sensibles cuando se expresan en términos de la vida de útil que cuando se expresan en términos del espesor de la base. Por lo tanto, los resultados que se expresa en términos de la vida útil del camino son propensos errores más grandes en comparación con los resultados se manifiestan en espesor de la base. Por esta razón, es más objetivo comparar los resultados de pruebas de campo de carretera sin pavimentar con predichos en términos de espesor de la base.

Otro aspecto relacionado con el espesor de la base es la precisión durante la construcción. En el estudio realizado por Cuelho y Perkins (2009), la variación de espesores en la base medidos después del procesos de compactación para espesor nominal de 20 cm fue de 4 cm (es decir, 20% de error). La forma correcta para



evaluar cómo un método de diseño predice el rendimiento de un tramo carretero implica el uso del espesor de la base real y medido cuidadosamente por debajo de donde es aplicada la carga de la rueda o en el punto de medición de la instrumentación.

Ajustes a modelos matemáticos

Como toda investigación científica termina por deducir el comportamiento del fenómeno estudiado a través de expresiones matemáticas, y éstas a su vez van siendo calibradas y validadas a través de estudios y pruebas posteriores, la incorporación de geotextiles o geomallas a la estructura de terracerías y de pavimento de una carretera no ha sido la excepción. Varios investigadores han retomado el tema y propuesto nuevas gráficas o ajustes a las existentes con el objeto de tener una idea más aproximada de lo que sucede cuando los vehículos que transitarán por la obra de ingeniería lo hacen.

Los ajustes a los modelos matemáticos se retoman en el subcapítulo denominado “Calibración y validación”, refiriéndose a las expresiones que surgieron como parte de la investigación de los Doctores Giroud y Han, contrastando con los resultados obtenidos ya en estudios a escala real o a gran escala tal y como se maneja en esta tesis.

Método de diseño

Como todo en la ingeniería, el empleo de geosintéticos está estudiado y basado en métodos de análisis para predecir de una forma aproximada el comportamiento de los pavimentos al incorporarles algún producto que mejore o al menos modifique algunas de las características originales.

Giroud-Han

Desde su publicación en 2004, el método de diseño “Giroud-Han” de caminos no pavimentados reforzados con geosintéticos ha recibido considerable atención por parte de la industria de los mismos productos, así como de las instituciones de cada nación dedicadas a la construcción de infraestructura carretera.

El método de diseño Giroud-Han (GH) es una herramienta para determinar los espesores para bases de agregados no reforzadas y bases reforzadas con geosintéticos en carreteras no pavimentadas apoyadas sobre el terreno de cimentación. Este método fue publicado en dos partes (Giroud and Han, 2004a, b) en la “*ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*”.

El método GH reemplaza al método utilizado extensamente publicado por Giroud y Noiray (1981) y se ha incluido en la actualización de "Geosynthetic Design and Construction Guidelines" manual de la Administración Federal de Carreteras, por sus siglas en inglés (FHWA, 2008).



El desarrollo del método de GH fue a través de un largo y complejo esfuerzo a finales de 90's y principios de 2000's. La longitud y la complejidad de tal método se justifican por el deseo de los autores a proporcionar abiertamente todos los detalles y los cálculos relacionados con el desarrollo del mismo.

A pesar de que el método ha sido adoptado por los consultores y fabricantes de geosintéticos, se han planteado una serie de cuestiones. En particular, sobre las ecuaciones que son generales o genéricas las cuales se pueden utilizar con cualquier geosintético con la calibración adecuada y las ecuaciones que se calibran para geosintéticos específicos. Esta distinción entre las ecuaciones genéricas y calibradas es crucial. Además, los pasos de calibrado no eran fáciles de seguir debido a la complejidad de los trabajos originales.

Definiciones pertinentes para los caminos no pavimentados

Los caminos sin pavimentar consisten en una capa de agregado pétreo, llamada "capa base" o simplemente "base", que se apoya sobre la subrasante. Cuando se utiliza un geosintético en un camino de terracerías, se coloca generalmente en el interfaz base/sub-base (la capa de sub-base se ha dejado de utilizar en la Dirección General de Carreteras de la SCT para caminos de altas especificaciones). El uso de geosintéticos en carreteras no pavimentadas es una técnica de estabilización mecánica que es diferente de la estabilización química. En la estabilización mecánica, la base se mejora a través de la inclusión de una capa de geosintético (o capas) y el agregado permanece no cementado. La estabilización química implica la inclusión de productos químicos (por ejemplo, la cal, el cemento Portland, asfaltos, etc., tal y como se vio en el capítulo anterior) para unir o cementar materiales agregados o suelos en el terreno natural o en su caso la construcción de una base estabilizada con cemento.

Es importante distinguir entre el agregado pétreo que está enlazado o cementado (como resultado de la estabilización química) y agregado que es no unido, el que trabaja por la simple fricción entre las partículas. Los caminos no pavimentados contruidos con agregados pétreos sin alguna inclusión de químicos pueden ser no reforzados o reforzados con geosintéticos. El término reforzado es equivalente a estabilizada mecánicamente lo largo de este escrito.

El uso de los términos reforzado y refuerzo, en el contexto de los caminos sin pavimentar, no implica que el geosintético añada una fuerza a la estructura del camino. Un geosintético mejora un camino de terracerías a través de mecanismos complejos que en su mayoría no implican la fuerza del mismo geosintético por sí. Por lo tanto, en el contexto de las carreteras no pavimentadas o no revestidas, armado y refuerzo debe ser considerado sólo como términos prácticos establecidos por la práctica.

Desarrollo de la ecuación genérica del método Giroud-Han

El método GH se puede utilizar para el diseño de estructuras de caminos no pavimentados no reforzadas y reforzadas con geosintéticos construidos con un agregado pétreo sin tratamiento químico.

En el desarrollo del método, las tensiones en la interfaz entre la base y sub-base se estiman utilizando un ángulo de distribución de esfuerzos (Figura 3.16).

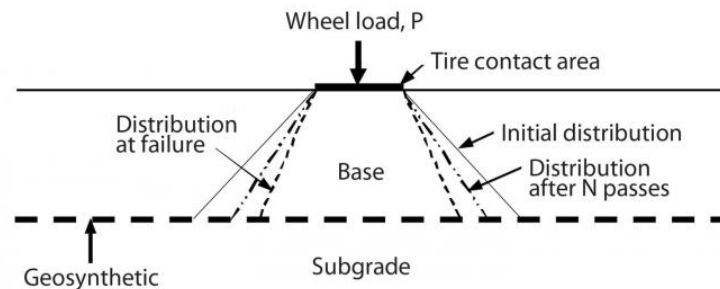


Figura 3.16. Ángulo de distribución de esfuerzos.

El efecto de la rigidez de la base en el ángulo de distribución de los esfuerzos de tensión se calcula utilizando una relación aproximada entre el ángulo de distribución de los esfuerzos para la base y la capa que este por debajo de ésta, donde se involucra la relación del módulo elástico basado en la solución de dos capas de la teoría clásica de Burmister (Burmister, 1958).

En la realidad, el ángulo de distribución de los esfuerzos de tensión disminuye progresivamente debido al deterioro continuo de los materiales de la base por efecto de cargas cíclicas resultantes del tránsito que circulará sobre el camino. Las pruebas de laboratorio realizadas por Gabr (2001) sobre bases no reforzadas y en bases reforzadas con geomallas biaxiales, han dado lugar a una relación lineal que implica el ángulo de distribución de esfuerzos y el $\log N$, donde N es el número de aplicaciones de carga. Esta relación ha sido verificada recientemente por Qian et al. (2011) para las geomallas con aberturas triangulares.

El método de GH tiene en cuenta la disminución progresiva del ángulo de distribución de los esfuerzos de tensión con un término expresado como $k \log N$, donde k es un parámetro adimensional que depende del radio de la zona de contacto del neumático (que se supone es circular), el espesor de la base, y el geosintético. De hecho, la inclusión del geosintético en la interfaz base/sub-base reduce el deterioro de la base, y como resultado, se reduce la tasa de disminución del ángulo de distribución de los esfuerzos de tensión.

A medida que el ángulo de distribución de los esfuerzos de tensión disminuye, el esfuerzo vertical máximo incrementa en la interfaz de base/subrasante. La capacidad de carga depende de la fuerza cortante no drenada



en el terreno de cimentación, la deformación de la superficie o profundidad de la huella o rodadura, el área de contacto del neumático, y el espesor de la base.

La presencia de un geosintético, seleccionado adecuadamente, en la interfaz de base/subrasante da como resultado en un efecto de estabilización, lo que disminuye la deformación en la subrasante y permite el incremento en el factor de capacidad de carga en comparación que si no existiera cierto elemento. Giroud y Noiray (1981) sugirieron factores de capacidad de carga de 3.14 y 5.14 en el caso de bases no reforzadas y reforzadas con geotextil en carreteras sin pavimentar, respectivamente. Estos factores de capacidad de carga se han adoptado en el método de GH. En el caso de una base reforzada con geomalla, la restricción lateral, debido a la interacción geomalla-agregados pétreos, resultado de una trabazón, aumenta el factor de capacidad de carga de 5,14 a 5,71, como se muestra por Giroud y Han (2004a).

Con base en las consideraciones anteriores, la Ecuación 3.8, desarrollada por Giroud y Han (2004a) es para estimar necesario de base.

Ecuación general básica

$$h = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0 [1 + 0.204(R_E - 1)]} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left[1 - \xi \exp\left(-\omega \left(\frac{r}{b}\right)^n\right)\right] N_c c_u} - 1} \right] r \quad \text{-----}(3.8)^{12}$$

Ecuación general derivada de la Ecuación 3.8 con los valores de ξ , ω y n

$$h = \frac{1.26(1 + k \log N)}{1 + 0.204(R_E - 1)} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left[1 - 0.90 \exp\left(-\left(\frac{r}{b}\right)^2\right)\right] N_c c_u} - 1} \right] r \quad \text{-----}(3.9)$$

Ecuación calibrada para geomallas biaxiales específicas*, pero no validada en pruebas de campo.

$$h = \frac{1.26 + (0.96 - 1.46 J^2) \left(\frac{r}{b}\right)^2 \log N}{1 + 0.204(R_E - 1)} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left[1 - 0.90 \exp\left(-\left(\frac{r}{b}\right)^2\right)\right] N_c c_u} - 1} \right] r \quad \text{-----}(3.10)$$

¹² *Geomallas biaxiales Tensar, BX1100 y BX1200



Ecuación calibrada para geomallas biaxiales específicas*, y validada en pruebas de campo.

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 J^2) \left(\frac{r}{b}\right)^{1.5} \log N}{1 + 0.204 (R_E - 1)} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left[1 - 0.90 \exp\left(-\left(\frac{r}{b}\right)^2\right)\right] N_c c_u} - 1} \right] r \text{ -----(3.11)}$$

donde

h → espesor de la base requerida, medida después del proceso de compactación.

N → número de repeticiones de las cargas.

k → parámetro adimensional que depende del espesor y del refuerzo empleado, el cual deberá ser calibrado.

α_0 → ángulo de distribución de esfuerzos básico para una carga aplicada sobre un suelo homogéneo no reforzado.

R_E → módulo de reacción de la subrasante o del suelo donde se apoya la geomalla.

P → carga del eje.

r → radio equivalente del área de contacto del neumático.

s → profundidad permitida de la rodera.

f_s → referencia de profundidad de rodera, 75 mm o 3 pulgadas.

c_u → resistencia al corte de la capa donde se apoya la geomalla, sin drenar.

N_c → factor de capacidad de carga, con $N_c = 3.14$ para carreteras no pavimentadas sin refuerzo en la base,

$N_c = 5.14$ para carreteras no pavimentadas reforzada con geotextil y $N_c = 5.71$ para carreteras no pavimentadas reforzadas con geomalla.

ξ, ω y n → parámetros no conocidos, calibrados empleando datos de pruebas de campo para caminos no pavimentados construidos sin refuerzo y con agregados sin tratamiento químico por Hammitt (1970).

Se debe mencionar que la Ecuación 3.8 es general, debido a que se ha desarrollado sin suponer el uso de algún geosintético en específico. Como resultado, se puede utilizar para bases no reforzadas, caminos sin asfaltar y para carreteras sin pavimentar reforzados con cualquier tipo de geosintético. La selección de los valores de los parámetros $\alpha_0, \xi, \omega, n, k$ y se discute a continuación.

Selección de algunos valores de los parámetros

Los valores de cuatro de los cinco parámetros mencionados anteriormente, α_0, ξ, ω, n , se puede seleccionar sin hacer ninguna suposición sobre el tipo de geosintético.

Giroud y Han (2004a) interpretaron los resultados de pruebas de carga cíclica en placa en bases no reforzadas, caminos sin revestir y carreteras sin pavimentar reforzadas con geomalla, realizadas por Gabr (2001) y la



conclusión a la se llegó es: α_0 puede considerarse constante para todas las carreteras sin pavimentar construidas con agregado sin tratamiento químico, no reforzada o reforzada, y que el valor de $\frac{1.0}{1.26}$ podría ser utilizado como $\tan \alpha_0$ en todos los casos.

Los tres parámetros desconocidos, ξ , ω , y n , se determinaron por Giroud y Han (2004b) usando datos de campo para carreteras sin pavimentar construidas con bases no reforzadas y con agregado sin tratamiento químico publicado por Hammitt (1970). Se hallaron los siguientes valores de estos parámetros con el objeto de proporcionar la más alta correlación entre los valores de espesor de base medidos y los valores calculados utilizando la Ecuación 3.8: $\xi = 0,9$, $\omega = 1,0$, y $n = 2,0$.

Utilizando los valores numéricos anteriores α_0 , ξ , ω , y n , la Ecuación 3.8 se convierte en la 3.9. Cabe señalar que dichos datos no necesariamente se establecen para todos los casos. Es posible que nuevas investigaciones se realicen acompañadas de pruebas a escala real y den lugar a valores diferentes para algunos o todos de estos cuatro parámetros. Sin embargo, los autores del método de GH creen que la Ecuación 3.9 puede usarse de manera segura mientras se realizan nuevas pruebas. Por lo tanto, se utilizó la Ecuación 3.9 en los documentos originales (Giroud y Han, 2004a, b) para el siguiente paso, que es la calibración de k .

Al igual que con la Ecuación 3.8, la 3.9 es general porque los cuatro parámetros (α_0 , ξ , ω , y n) se calibraron con independencia de cualquier material de refuerzo. Así que la Ecuación 3.9 es aplicable a todos los casos: carreteras sin pavimentar no reforzadas, carreteras sin pavimentar reforzadas con geotextil y caminos sin pavimentar reforzados con geomalla (todos construidos con el agregado pétreo sin tratamiento químico alguno). El único parámetro que necesita calibración antes que se utilice la Ecuación 3.9 para diseñar un camino de terracerías reforzado es el parámetro adimensional k , que depende del radio de la zona de contacto del neumático, espesor de la base, y el refuerzo.

Calibración y validación

Debido a que la Ecuación 3.9 contiene un parámetro desconocido, k , esta debe ser calibrada. Dado que k representa el efecto de la tasa de deterioro, la calibración debe realizarse utilizando pruebas en un modelo que represente el comportamiento de la base de la carretera sin pavimentar bajo cargas repetidas. Dicha calibración debe realizarse utilizando una propiedad (o un conjunto de propiedades) característica (as) del geosintético para poder demostrar la correlación que existe en un camino sin pavimentar reforzado con algún geosintético en específico.

Giroud y Han (2004a) encontró que, para una carretera sin pavimentar reforzada con geomalla, la tasa de deterioro se correlaciona con los módulos de estabilidad de abertura de las geomallas específicas consideradas en su estudio. Se estableció la siguiente relación basada en una interpretación de las pruebas de laboratorio de carga cíclica de placa sobre un camino de terracería reforzado con geomalla por Gabr (2001):



$$k = \tan \alpha_0 (0.96 - 1.46J^2) \left(\frac{r}{b}\right)^{1.5} = \frac{1}{1.26} (0.96 - 1.46J^2) \left(\frac{r}{b}\right)^{1.5} \text{ -----(3.12)}$$

donde

$J \rightarrow$ módulo de estabilidad de abertura de la geomalla (con $J = 0$ para caminos de terracerías no reforzados y reforzados con geotextil).

La Ecuación 3.10 es resultado de la calibración realizada mediante pruebas de laboratorio, Giroud y Han (2004a, b), sin embargo, encontraron necesario validar esta ecuación utilizando pruebas de campo a escala real. Los valores del espesor b de base calculado con la Ecuación 3.10 se compararon después con los valores del espesor de la base obtenida en el campo por Hammitt (1970) para el mismo número de pasadas del eje para carreteras sin pavimentar no reforzadas. Con tal comparación se encontró una relación promedio de 0.689 entre los valores de espesor de base observados en el campo y los calculados, por lo tanto, la Ecuación 3.11 se obtiene multiplicando la Ecuación 3.10 por 0.689.

La Ecuación 3.11 se aplica únicamente a las dos geomallas biaxiales utilizados en la calibración¹³. Sin embargo, una ecuación tal como la 3.11 puede ser obtenida para cualquier tipo de geosintético mediante la calibración y validación de la Ecuación 3.9.

El proceso de calibración incluye cuatro pasos:

1. Seleccionar una propiedad relevante (o varias propiedades pertinentes) de las características del geosintético, es decir, una o varias (no necesariamente J) que puedan dar una buena correlación con el desempeño en un camino no pavimentado que se le incorpora un geosintético.
2. Obtención de una expresión para k similar a la Ecuación 3.12, pero en la que J se sustituye por la propiedad seleccionada (o propiedades).
3. Obtención de una ecuación similar a la 3.10, mediante la combinación de la 3.9 con la expresión encontrada para k en el paso anterior.
4. Derivar una ecuación similar a la 3.11 mediante la validación de la 3.10 usando las pruebas de campo.

Es posible, sin embargo, concebir un proceso de calibración/validación de un solo paso donde el parámetro k en la Ecuación 3.12 se calibre usando las pruebas de campo, que proporcionarían al mismo tiempo la validación, lo que conduciría directamente a una ecuación similar a la 3.11.

¹³ Geomallas biaxiales Tensar, BX1100 y BX1200



La discusión de la calibración y validación

La Ecuación 3.10 incorpora sólo el módulo de estabilidad de abertura para modelar el efecto de dos geomallas biaxiales específicas en la reducción del espesor total, ya que este parámetro se ha mostrado en la publicación original (Giroud y Han, 2004a) para correlacionar por sí mismos con el rendimiento de las carreteras sin pavimentar reforzadas con geomallas biaxiales.

Esto se demostró mediante pruebas de rendimiento del geosintético empleado en el estudio, lo que llevó a la Ecuación 3.12, es decir, una relación entre el módulo de estabilidad de abertura, J , de estas geomallas y el rendimiento de las bases de agregados reforzadas. Otra propiedad comúnmente referenciada a estas geomallas en particular es la resistencia a la tracción o esfuerzos de tensión; aún no se ha demostrado cuál es la correlación con el rendimiento en carretera y, por lo tanto, no es propiedad adecuada para calibrar el método de GH para las dos geomallas biaxiales específicas del estudio.

Además, otros estudios han mostrado también una buena correlación entre el rendimiento en la realidad y el módulo de estabilidad de abertura de estas dos geomallas en específico y algunas otras que estaban disponibles en el momento de los estudios. Por ejemplo, Webster (1992) y Collin et al. (1996) encontraron que los módulos de estabilidad de abertura de las geomallas incluidos en sus estudios dieron buena correlación con el rendimiento medido de las carreteras pavimentadas que incorporan estas geomallas.

El análisis anterior muestra que hay buenas razones para utilizar el módulo de estabilidad de abertura para calibrar el método de GH para las dos específicas geomallas biaxiales. Sin embargo, esto no significa que J es la única propiedad significativa de las geomallas biaxiales evaluadas, pero es una característica medible para establecer una relación matemática con el rendimiento. En realidad, es probable que todas las propiedades (tamaño de la abertura, geometría de la costilla, tracción) trabajan juntas y se combinan para ofrecer el rendimiento observado. Un estudio de sensibilidad puede llevarse a cabo para investigar la importancia y la influencia de cada propiedad, sin embargo, esto podría resultar extenso que absorba tiempo y costo.

Mientras que el módulo de estabilidad de abertura ha demostrado ser una propiedad adecuada para calibrar el método de GH para las dos geomallas estudiadas, éste no debe ser considerado como un indicador universal de rendimiento para todas las formas de geomalla. Por lo tanto, el método de diseño de GH no tiene que ser utilizado con el módulo de estabilidad de abertura si otra propiedad relevante es identificada para un geosintético en particular. En otras palabras, el módulo de estabilidad de abertura no puede ser una propiedad adecuada para correlacionar con el rendimiento en carreteras no pavimentadas reforzadas con geomallas diferentes a las empleadas en el trabajo de correlación y validación que se emplean como un ejemplo en los documentos originales de Giroud y Han (2004a, b).



Con base en los debates anteriores, el método de GH tiene que ser calibrado para cada geosintético en particular, y la calibración debe complementarse con validación mediante ensayos a escala real.

Las pruebas utilizadas en la calibración tienen que ser lo más representativas posible de las condiciones reales que se presentarán en campo. La calibración para un geosintético en específico debe hacerse mediante pruebas de ejes cargados en movimiento a gran escala o ensayos de placa a gran escala.

Pruebas en pequeña escala pueden ser usadas para estudiar cómo es que las variaciones de las propiedades dentro de un determinado geosintético “familia del mismo” influyen en el rendimiento de la misma, pero ellos no pueden y no deben ser utilizados para la validación. La validación debe hacerse sólo con los experimentos a gran escala o instalaciones de ensayo.

En conclusión, la calibración y validación del método de diseño para geomallas recientemente introducidas al mercado con aberturas triangulares siguieron este procedimiento (es decir, se utilizaron los datos de las pruebas de ejes cargados en movimiento a gran escala y las pruebas de la placa). Este procedimiento debe seguirse para cada geosintético destinado a ser utilizada en aplicaciones de carretera sin pavimentar. Incluso si un nuevo geosintético tiene propiedades índice similares a las de un geosintético que ha sido estudiado en el método de GH, es importante poner en práctica los procedimientos de calibración y validación de este nuevo producto.

Expresión del método en función del CBR

La resistencia al cortante sin drenar del material donde se apoya el geosintético, C_u , juega un papel clave en las Ecuaciones 3.8, 3.9, 3.10, y 3.11. En la práctica, la resistencia al corte no drenada se expresa a menudo en términos del California Bearing Ratio (CBR) o Valor Relativo de Soporte como se emplea en la práctica mexicana. Si se utiliza el CBR, es importante establecer una relación entre la resistencia al cortante sin drenar y el CBR. La siguiente relación se ha sugerido para estimar dicha resistencia en función del CBR (Giroud y Noiray, 1981; Giroud y Han, 2004a):

$$c_u = f_c CBR_{sg} \text{ -----(3.13)}$$

donde

$c_u \rightarrow$ resistencia al corte sin drenar de la subrasante, en $[KPa]$.

$CBR_{sg} \rightarrow$ CBR del material donde se apoya el geosintético.

$f_c \rightarrow$ factor, en $[KPa]$.

El valor de $f_c = 30 [KPa]$ ha sido propuesto por Giroud y Noiray (1981) para suelos finos (limos y arcillas) y se adoptó por Giroud y Han (2004a). El valor f_c puede ser diferente si el suelo no está saturado y/o no es



un suelo fino. Qian (2009) reportó un valor de $f_c = 20.5 [KPa]$ para una arena arcillosa (SC). Sin embargo, Gregory y Cross (2007) sugirieron un valor de $f_c = 11.1 [KPa]$ para un suelo cohesivo, que es significativamente menor a los valores sugeridos por los otros. La relación entre c_u y CBR_{sg} debe ser verificada si CBR_{sg} se utiliza en el diseño.

En las Ecuaciones 3.8, 3.9, 3.10, y 3.11 c_u puede ser sustituida por su expresión dada en la Ecuación 3.13.

Ecuación básica general, equivalente a la ecuación 3.9

$$h = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0 [1 + 0.204(R_E - 1)]} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left[1 - \xi \exp\left(-\omega \left(\frac{r}{b}\right)^n\right)\right] N_c f_c CBR_{sg}}} - 1 \right] r \quad \text{-----}(3.14)$$

Ecuación general (equivalente a la ecuación 3.9) derivada de la 3.14 con los valores de ξ , ω y n

$$h = \frac{1.26(1 + k \log N)}{1 + 0.204(R_E - 1)} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left[1 - 0.90 \exp\left(-\left(\frac{r}{b}\right)^2\right)\right] N_c f_c CBR_{sg}}} - 1 \right] r \quad \text{-----}(3.15)$$

Ecuación calibrada (equivalente a la 3.11)

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 J^2) \left(\frac{r}{b}\right)^{1.5} \log N}{1 + 0.204(R_E - 1)} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left[1 - 0.90 \exp\left(-\left(\frac{r}{b}\right)^2\right)\right] N_c f_c CBR_{sg}}} - 1 \right] r \quad \text{-----}(3.16)$$

Limitantes de aplicación

Giroud y Han (2004a, b) expresaron que el método de diseño es aplicable y se limita a las siguientes condiciones:

- 1) Se supone que el terreno de cimentación está saturado y tiene una baja permeabilidad (limo, arcilla). Por lo tanto, bajo cargas de tránsito, dicho suelo se comporta de manera no drenada. Prácticamente, esto significa que el suelo de apoyo es incompresible y sin fricción. Por ejemplo, este requisito excluye carreteras sin pavimentar construidas sobre turba.



- 2) El método de GH como inicialmente se publicó había sido verificado para una profundidad de la rodera entre 50 y 100mm. Sin embargo, a través de un uso extensivo del método, se ha determinado que es aplicable a profundidades rodera tan pequeños como 40mm. Por lo tanto, la validez del método se limita, actualmente, a profundidades rodera que van de 40 a 100mm. A partir de trabajos de calibración realizados a de mayores datos obtenidos en campo, sería necesario prorrogar la validez del método a un rango más amplio de profundidades rodera. Estas profundidades de rodera, debidas principalmente a la deformación en el terreno de cimentación, se miden en la superficie de la base. Las roderas son distintas a los surcos superficiales que pueden formarse durante el proceso de la construcción debido a las alteraciones superficiales de los materiales de base y no a causa de la deformación en la subrasante. Estos surcos superficiales se deben rellenar antes de realizarse la medición de rodadura con el objeto de mantener el espesor necesario de la base sobre el geosintético.
- 3) El espesor mínimo requerido de la base es de 100 mm debido a que los espesores de base utilizados en la calibración fueron mayores a 100 mm además porque es necesaria para tener un buen proceso constructivo. El espesor de la base determinado a través del método de GH es un espesor de la base compactada, se menciona esto para no confundir y tomar tal valor como para una base sin compactar.

Las limitaciones anteriores están relacionadas con los aspectos genéricos del método de GH.

Todas las ecuaciones anteriores que dan el espesor de la base requerida, h , debe resolverse por iteraciones porque el término h se encuentra en ambos lados de la ecuación.

Ejemplo de cálculo empleando diferentes geomallas

Se analizará el caso de un terraplén de 5m de altura sobre un suelo con CBR=1%. En primer lugar el proceso constructivo lleva a que se extienda el material y sobre él se inicie la construcción del terraplén, no obstante para que el material de refuerzo trabaje debe realizarse una capa inicial denominada “capa estabilizadora” la cual se ejecuta con material seleccionado de banco con tamaños inferiores a 2-5cm y valores de CBR del orden del 20%. Esta capa será la que permita el trabajo de la malla de forma correcta y el paso del tráfico de obra por la traza sin problemas.

Es evidente que si se está trabajando en una zona con suelos blandos (CBR=1%) el material adecuado para la constitución de la capa estabilizadora (CBR=20%) no se encontrará en las proximidades y cualquier ahorro en la cantidad de dicho material supondrá un ahorro para la obra.

Los espesores que se obtienen de la capa estabilizadora en función de utilizar un geotextil o una geomalla será de 76.2cm (30") para el primero y de 63.5cm (25") para el segundo. Dado que las mallas multidireccionales no están contempladas en el método se calcula el espesor necesario con dichas mallas mediante el método de



Giraud-Han obteniéndose un valor de 30cm, lo que supone una reducción del 50% frente al empleo de otros tipos de malla.

Llegados a este punto es importante señalar que la influencia de la malla en la estabilización tiene una altura máxima limitada a un máximo aproximado de 24" por lo que en el primer caso (geotextil) sería imprescindible la colocación de dos capas de refuerzo y en el caso de la geomalla biaxial sería recomendable, lo que duplicaría el coste de suministro.

Tras la parte inicial a corto plazo de la actuación de la malla debe analizarse la fase de servicio que se estudia mediante la rotura interna del terraplén y la compatibilidad entre las deformaciones admisibles del terraplén y la tensión de la malla.

Un terraplén de 5m de altura con taludes 1.5H/1V sobre un terreno natural con pendiente transversal del 10% transmite una tensión al refuerzo de 155kN/m, por lo que la malla que se utilice en el refuerzo deberá tener una resistencia de diseño superior a dicha tensión.

La resistencia de diseño se calcula como la resistencia última de la malla en dicha dirección dividida por una serie de factores de seguridad de daño por instalación (1.1 a 1.4), fluencia (2.0 a 3.0) y degradación bioquímica (1.1 a 1.5), es decir se conoce como resistencia de diseño la resistencia última dividida por un factor de seguridad comprendido entre 2.42 y 6.3, dada la alta calidad de los materiales del mercado para mallas de polietileno se utiliza un valor de 2.4 y para mallas de PVC un valor de 3.3 debido a su menor resistencia química.

Finalmente debe analizarse la compatibilidad de movimiento del terraplén con la deformación requerida por la malla para soportar la carga.

Suponiendo que el espesor de suelo blando es superior al ancho de apoyo del terraplén se admite que la deformación admisible en un terraplén será del 0.5% (en el caso de un terraplén de 5m de altura esta deformación equivale a 2.5cm).

El empleo de un material con menor coste de suministro en la obra no repercute en un ahorro en la misma ya que las menores cualidades mecánicas de dicho material hacen que sea necesario el empleo de mayor cantidad de materiales de banco y de más capas de refuerzo, lo que anula completamente la ventaja económica inicial planteada en el suministro.



Ventajas y desventajas en la estabilización de terraplenes con el uso de geosintéticos

Como toda alternativa, el uso de geosintéticos para estabilizar el terreno de cimentación donde se desplantará una obra de infraestructura, en este caso una carretera, tiene sus aspectos positivos y negativos, pero, ¿cómo decir que es ventajoso o desventajoso el empleo de tal solución? Primeramente se tiene que asegurar que el comportamiento será igual o mejor que las soluciones tradicionales que se han utilizado y posteriormente se requiere un análisis de costos para tener mayores elementos con cuales decidir.

Técnicas

La colocación de una malla de refuerzo en la base de una capa granular tiene una serie de efectos que aumentan su capacidad estructural como son:

- Se produce un confinamiento lateral en la base de la capa. La interacción entre el material granular (material pétreo) y la malla de refuerzo se hace por fricción y al tener la segunda un módulo de deformación muy superior hace que por compatibilidad de movimientos la deformación lateral disminuya y en consecuencia aumente la tensión tangencial capaz de resistir el elemento y disminuye la deformación vertical.
- Mejora la capacidad portante. Al aumentarse la capacidad de absorción de tensiones tangenciales se produce un aumento de la capacidad de carga para la misma deformación total.
- El plano de falla del cimiento se refleja hacia arriba evitando la transmisión de fallas desde el cimiento hacia el terraplén y viceversa.
- Al disminuir las deformaciones verticales se obtiene un efecto de membrana tensionada que hace que la base del terraplén se comporte de forma más rígida y, por lo tanto, distribuya los esfuerzos de forma más homogénea. De esta forma los esfuerzos que se transmiten al terreno de cimentación y se puede desplantar sobre suelos de menor capacidad portante (CBR).
- El mismo efecto de membrana tensionada permite absorber o suavizar los asentamientos diferenciales evitando su transmisión al terraplén superior.
- Permite un ahorro de material granular, ya que al desplantar directamente sobre el suelo blando sin necesidad de cajero se evita tener que realizar una sustitución del suelo por material de préstamo.
- Al actuar como barrera entre el suelo y el material de aportación se evita la contaminación de éste último por el paso de la maquinaria y tener que volver a realizar nuevas aportaciones.

El diseño de refuerzo de bases de terraplenes se hace en dos partes diferenciadas.

- En primer lugar el diseño deberá garantizar la estabilidad durante la construcción de los terraplenes. Durante esta fase la función principal del refuerzo será la de separación entre el relleno y el terreno natural.



- El segundo aspecto que deberá satisfacer el diseño es el de refuerzo de la estructura del terraplén en su base para evitar la rotura de la base. Durante esta fase la función principal es la de refuerzo estructural siendo primordial la resistencia de los elementos de refuerzo colocados.

Económicas

Es necesario valorar la parte económica para poder contrastar esta solución de desplante de una carretera sobre suelos deformables y poco resistentes contra las soluciones tradicionales del empleo de pedraplén. Principalmente se supone un ahorro considerable en el suministro del material de préstamo, que por lo general y en zonas donde encontramos los suelos blandos dichos bancos de materiales para terracerías se encuentran a una distancia considerable del tramo.

Supone un ahorro significativo en tiempo y medios de construcción al no tener que realizarse la excavación y sustitución del suelo.

Por ejemplo y a modo paramétrico se puede considerar que una sustitución de 2000m² en un espesor de 0.50m implicaría los siguientes tiempos: Excavación (CAT 320) 1 día en obra y 1 día en préstamo, relleno bandeado 1 día, lo que da un total mínimo de 2 días de trabajo y 3 máquinas (2 excavadoras y un tractor) al margen de los camiones para el acarreo. Esa misma superficie puede ser cubierta por un geotextil y una geomalla en apenas 1 o 2 horas. Por una cuadrilla de 4 peones.

A continuación se presentan los costos que se obtuvieron en un tramo carretero en el Estado de San Luis Potosí, información proporcionada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), con el objeto de hacer una comparativa rápida de los beneficios económicos esperados que se pueden obtener al emplear las geomallas y los geotextiles.

Análisis Económico

Para realizar el análisis económico de la propuesta y compararlo con la solución tradicional de sustitución del terraplén se han considerado los siguientes puntos:

Ubicación del préstamo competente: 30km

Precio de la excavación: 41\$/m³

Precio carga y transporte 1er kilómetro: 13.76\$/m³

Precio transporte kilómetros subsecuentes: 3.24\$/kmxm³

Precio de Terraplén/Pedraplén: 23.24\$/m³

Precio geotextil no tejido:

Suministro 2.69USD/m²

Puesto en obra: $12.00 \times 2.69 \times 1.10 + 5 = 40.51$ \$/m²



Precio de geomalla tridireccional:

Suministro 3.04USD/m²

Puesto en obra: $12.00 \times 3.04 \times 1.10 + 5 = 45.13$ \$/m²

Con estos datos se obtienen los siguientes precios por metro cuadrado de tratamiento:

Solución clásica sin refuerzo (proyecto)

Concepto	CBR>2.5%		
	Cantidad	Precio	Importe
Excavación en préstamo	0.70	41.00	\$28.70
Carga y transporte 1er km	0.70	13.76	\$9.63
Transporte km subsecuente	20.30	3.24	\$65.77
Terraplenado	0.70	23.24	\$16.27
Excavación en caja	0.70	41.00	\$28.70
Total			149.07\$/m²

Solución reforzada

Concepto	CBR>2.5%			Ahorro
	Cantidad	Precio	Importe	
Excavación en préstamo	0.15	41.00	\$6.15	
Carga y transporte 1er km	0.15	13.76	\$2.06	
Transporte km subsecuente	4.35	3.24	\$14.09	
Tendido de Geotextil	1.00	40.51	\$40.51	
Tendido de Geomalla	1.00	45.13	\$45.13	
Total			107.94\$/m²	27.60%

En las soluciones reforzadas no se incluye como parte del costo de la misma el terraplenado de la capa inicial estabilizadora ya que al no abrirse la caja por debajo del terreno natural este volumen de terraplén ya está incluido en las mediciones generales del movimiento de tierras del proyecto.

Como puede verse del análisis anterior, las soluciones propuestas con geomalla presentan una ventaja económica sobre la solución de proyecto con un ahorro del 27.6% respecto a lo proyectado.



Conclusiones

Con base en todo lo anterior se concluye que:

- ✓ La ejecución de un refuerzo en la base del terraplén evita la apertura de cajas en el cimiento del mismo.
- ✓ La ejecución de un refuerzo en la base del terraplén disminuye en un 40% la necesidad de materiales de préstamo.
- ✓ La ejecución de los refuerzos en base supone una disminución de los tiempos de obra, la sustitución de 0.70m de terreno lleva un tiempo considerable (aprox. 2 días cada 1,000m²) puesto que primero debe realizarse la excavación y después el terraplenado de la zona y la colocación de la malla tiene un tiempo de ejecución que puede considerarse despreciable.
- ✓ La ejecución de un refuerzo en la base del terraplén permite la construcción del mismo con garantías suficientes sobre terrenos cuya capacidad portante está muy limitada (CBR 2.5% en este caso aunque se puede llegar a suelos más blandos).
- ✓ La colocación de un filtro geotextil bajo el terraplén (combinado con la geomalla de refuerzo) evita la migración de finos entre el terraplén y el suelo natural por efecto de variación del nivel freático proporcionando mayor durabilidad a la vía que una solución tradicional sin filtro.
- ✓ La utilización de mallas tridireccionales de refuerzo con rigidez a flexión permite disminuir la cantidad de materiales de préstamo frente a otros tipos de refuerzos más flexibles.

Capítulo IV

Proyecto y construcción de un caso de aplicación



Proyecto

Es importante conocer que la presente información se obtuvo de un caso real que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) llevó a cabo, tanto en su proyecto como ejecución de la obra, por lo tanto se dan los créditos a la Dirección General de Carreteras, en específico al Departamento de Geotecnia y Pavimentos de tal Dirección por haber permitido las facilidades de recopilar estos datos y poder plasmarlos en el trabajo.

Generalidades del tramo

Con el objeto de mejorar la intercomunicación en el Estado de San Luis Potosí, así como de tener vialidades de altas especificaciones para su desarrollo comercial, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se planteó realizar la construcción de la ampliación del cuerpo existente, en la carretera Ciudad Valles - Tampico, dicha ampliación, será para tener un camino tipo A4-S con dos cuerpos separados de 10.5m de ancho de corona cada uno, por lo tanto, se describen los trabajos realizados para presentar el estudio geotécnico y diseño de pavimento, con el cual se conocerán las características mecánicas del suelo de sustentación y materiales que conformaran su estructuración actual, para así finalmente proporcionar las recomendaciones para los trabajos que se realizarán en su ejecución.

Localización

La zona de estudio se localiza en el Municipio de Tamuín, en el estado de San Luis Potosí.



Figura 4.1. Ubicación del Estado de San Luis Potosí en la República Mexicana.

Fuente: <http://mr.travelbymexico.com>

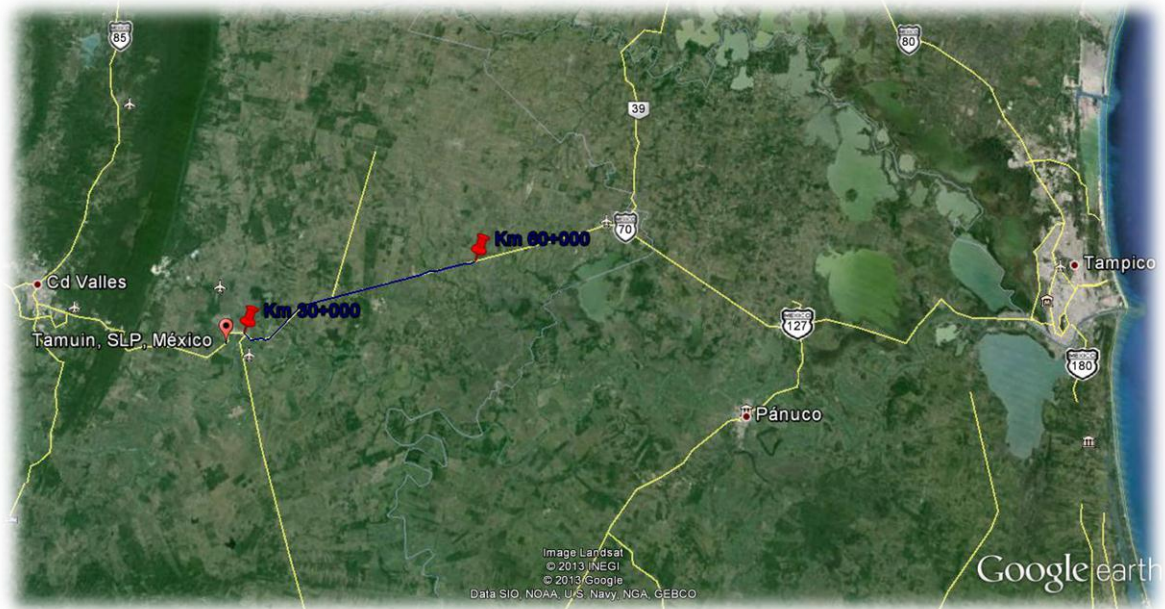


Figura 4.2. Ubicación del tramo estudiado, en el Estado de San Luis Potosí, México.

Fuente: Google Earth.

Geografía

Tamuín es un municipio del estado mexicano de San Luis Potosí. Cuenta con importantes recursos naturales así como una población indígena y mestiza, con una economía multifacética característica.

Morfología

Las rocas en esta zona, ofrecen una fisonomía de lomeríos de pendiente suave y en las partes topográficas más bajas, se encuentran rellenas de material aluvial no consolidado constituyendo los suelos. En la zona donde se ubica el proyecto, las formaciones en su mayoría provienen del Cretácico Superior; estas formaciones que se encuentran a lo largo del tramo en estudio son del tipo sedimentario, y están compuestas principalmente por Lutitas.

Hidrología

Mediante este estudio se proporciona el impacto que produce el agua sobre la zona en estudio, el cual es proporcional a la superficie de las cuencas que se encuentran alrededor de la obra. El tramo en estudio se encuentra en una zona que se considera lomerío suave, por lo que las obras de drenaje que se encuentran en el camino, no presentan escurrimientos significativos, proyectándose las obras de drenaje que son requeridas para el buen funcionamiento del camino.



Climatología

La zona donde se ubicará el camino presenta un tipo de clima cálido subhúmedo con lluvias en verano que de acuerdo al sistema de Köppen Geiger, es del grupo Estepario, tipo Senegalés o tipo Sirio, con una temperatura media anual de 24.9°C, pero con una precipitación media anual de 1,200mm.

Topografía

El eje de proyecto en general atraviesa por una zona que se considera lomerío suave, presentando desniveles que se pueden de consideración en algunas zonas, sin llegar a ser significativos.

La localización del eje de trazo del proyecto y el replanteo en campo se realizó mediante recorridos en la zona y la ubicación geométrica de los puntos obligados.

Geología

Las formaciones en su mayoría provienen del Cretácico Superior; estas formaciones que se encuentran a lo largo del tramo en estudio son del tipo sedimentario, y están compuestas principalmente por Lutitas. Tal y como se observa en la siguiente Figura 4.3 referente a la carta geológica editada por el Servicio Geológico Mexicano.

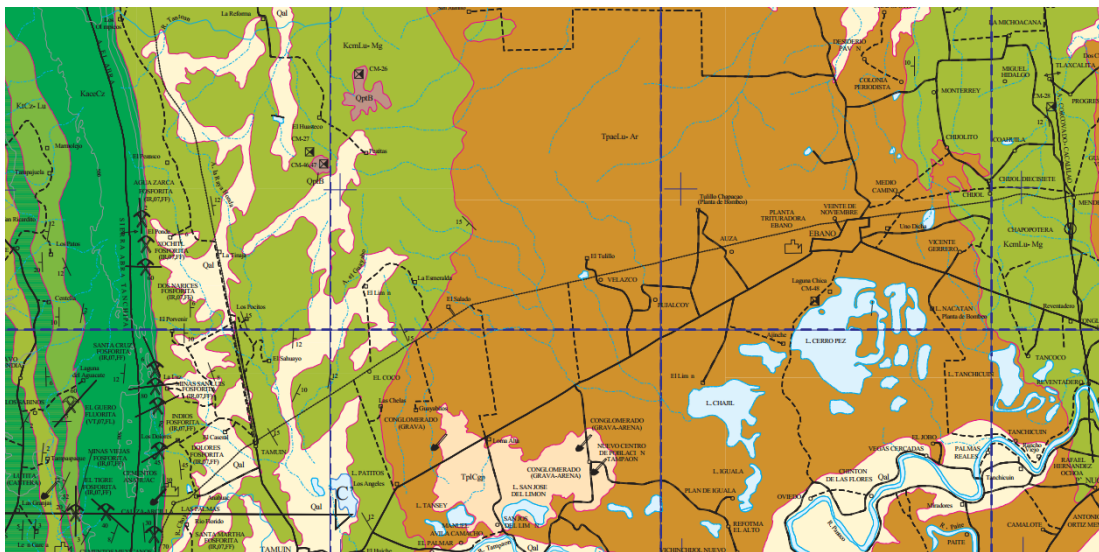


Figura 4.3. Carta Geológica de la zona del proyecto.

Fuente: Servicio Geológico Mexicano, página web: www.sgm.gob.mx



Estudio geotécnico

Se realizó una visita al sitio de proyecto con la finalidad de verificar las unidades geotécnicas en el lugar; se programaron y realizaron sondeos de tipo pozo a cielo abierto (PCA's) en el terreno natural y en los sitios propuestos para bancos de materiales para construir las terracerías y la estructura del pavimento, se tomaron muestras representativas de los materiales, las cuales fueron enviadas al laboratorio para realizar las pruebas de calidad correspondientes.

Estudio de las características geotécnicas del terreno de cimentación

Una vez obtenidas las muestras de los materiales descritas en lo relacionado a los trabajos de campo, se etiquetaron y protegieron para su traslado al laboratorio, en donde se les realizaron las pruebas de calidad que indican las normas de la SCT para cada uso propuesto, que se describen a continuación:

- ✓ Peso Volumétrico Seco Suelto, (Kg/m³)
- ✓ Peso Volumétrico Seco Máximo, (Kg/m³)
- ✓ Humedad óptima, (%)
- ✓ Granulometría, (%)
- ✓ Límite Líquido, (%)
- ✓ Índice Plástico, (%)
- ✓ VRS Estándar saturado, (%)
- ✓ Contracción lineal, (%)
- ✓ Expansión, (%)
- ✓ Absorción, (%)
- ✓ Densidad, (%)
- ✓ Clasificación SUCS (SCT)

Los resultados obtenidos se muestran en los reporte de laboratorio que se anexa a continuación, con base en ello se definió la correcta descripción de los suelos existentes en el tramo estudiado, con lo cual se llevaron a cabo los datos para curva masa.



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

Nº. DE ESTRATO	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST
KM.	34+000	34+500	35+000	35+500	36+000	36+500	37+000	37+500	38+000
DESPALME	0.25	0.30	0.30	0.30	0.30	0.25	0.25	0.25	0.25
ESPESOR	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF

TAMAIÑO MÁXIMO (mm)									
% RET. EN MALLA DE 75 mm.									
% GRATAS	0.00	44.51	47.72	53.94	50.13	0.00	0.00	0.00	0.00
% ARENAS	12.87	33.33	33.02	26.24	35.04	15.28	13.27	16.48	14.19
% FINOS	87.13	22.16	19.26	19.82	14.83	84.72	86.73	83.52	85.81
LÍMITE LÍQUIDO %	68.99	33.68	36.99	34.29	33.68	63.24	57.28	59.42	61.33
LÍMITE PLÁSTICO %	27.14	22.60	22.70	22.29	22.60	25.17	26.47	27.56	28.55
ÍNDICE PLÁSTICO %	41.85	11.08	14.29	12.00	11.08	38.07	30.81	31.86	32.78
CONTRACCIÓN LINEAL %	16.57	4.19	4.31	4.69	4.78	15.28	17.02	16.54	17.24
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,603	1,921	1,942	1,982	1,919	1,698	1,657	1,705	1,684
P. V. S. S. Kg/M ³	1,069	1,314	1,326	1,314	1,347	1,054	1,068	1,041	1,063
HUMEDAD ÓPTIMA %	28.34	12.88	12.54	13.57	12.55	25.17	23.69	24.15	24.12
V. R. S. AASHTO %	3.38	25.84	28.65	32.58	30.18	4.02	3.89	5.21	3.98
EXPANSIÓN %	1.35	0.45	0.48	0.34	0.37	1.58	1.20	1.67	1.48
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH	GP-GC	GP-GC	GP-GC	GP-GC	CH	CH	CH	CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

N ^o . DE ESTRATO KM.	38+500		39+000		39+500		40+000	
	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST
DESPALME	0.30	1.50	0.30	1.50	0.30	1.50	0.30	1.50
ESPESOR	1.20	INDEF	1.20	INDEF	1.20	INDEF	1.20	INDEF

TAMBIÑO MAXIMO (mm)									
% RET. EN MALLA DE 75 mm.									
% GRAVAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% ARENAS	11.24	16.11	12.87	13.60	13.17	15.27	14.36	13.24	11.50
% FINOS	88.76	83.89	87.13	86.40	86.83	84.73	85.64	86.76	88.50
LIMITE LIQUIDO %	52.34	63.42	65.22	58.36	60.28	59.45	63.55	58.17	61.95
LIMITE PLASTICO %	23.56	28.56	27.15	26.97	29.62	26.81	28.49	26.80	28.41
INDICE PLASTICO %	28.78	34.86	38.07	31.39	30.66	32.64	35.06	31.37	33.54
CONTRACCION LINEAL %	13.48	16.27	15.89	14.28	14.67	13.43	14.58	13.96	14.77
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,658	1,634	1,687	1,694	1,625	1,634	1,689	1,674	1,628
P. V. S. S. Kg/M ³	1,051	1,062	1,082	1,033	1,047	1,025	1,014	1,021	1,034
HUMEDAD OPTIMA %	22.13	23.64	25.49	24.21	25.52	24.13	26.54	23.16	25.41
V. R. S. AASHTO %	3.54	4.25	3.99	4.15	4.12	4.21	3.98	3.87	3.54
EXPANSIÓN %	0.32	0.35	0.45	0.46	0.42	0.39	0.41	0.50	0.34
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

Nº DE ESTRATO KM.	40+000		40+500		41+000		41+500		42+000	
	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	
DESPALME	40+000	0.30	1.50	0.30	1.50	0.30	1.50	0.30	1.50	
ESPESOR	INDEF	1.20	INDEF	1.20	INDEF	1.20	INDEF	1.20	INDEF	

TAMBIÑO MÁXIMO (mm)										
% RET. EN MALLA DE 75 mm.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
% GRASFAS	13.57	15.26	14.92	15.24	14.62	13.47	16.10	14.78	16.28	
% ARENAS	86.43	84.74	85.08	84.76	85.38	86.53	83.90	85.22	83.72	
LÍMITE LÍQUIDO %	55.26	58.24	60.31	63.41	58.76	65.97	59.88	56.48	62.50	
LÍMITE PLÁSTICO %	24.20	28.53	29.46	30.77	27.81	30.12	28.53	26.27	29.64	
ÍNDICE PLÁSTICO %	31.06	29.71	30.85	32.64	30.95	35.85	31.35	30.21	32.86	
CONTRACCIÓN LINEAL %	13.67	13.38	15.22	15.83	12.26	16.18	14.67	13.29	15.44	
P. F. S. Máx. kg/m ²	1,696	1,644	1,562	1,636	1,659	1,654	1,622	1,658	1,634	
P. F. S. S. kg/M ²	1,014	1,082	1,069	1,011	1,088	1,095	1,023	1,047	1,082	
HUMEDAD ÓPTIMA %	23.15	24.90	23.66	25.78	23.67	24.81	26.93	22.17	25.51	
V. R. S. ASHTO %	3.38	4.56	3.98	4.21	3.56	4.18	3.45	3.38	4.01	
EXPANSIÓN %	0.45	0.39	0.42	0.38	0.36	0.45	0.37	0.49	0.31	
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

No. DE ESTRATO	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST
KM.	42+500		43+000		43+500		44+000		44+500		45+000	
DESPALME	0.30	1.50	0.30	1.50	0.25	1.50	0.25	1.50	0.25	1.50	0.25	1.50
ESPESOR	1.20	INDEF	1.20	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF

TAMANO MAXIMO (mm)												
% RET. EN MALLA DE 75 mm.												
% GRAVAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% ARENAS	12.41	15.69	13.90	14.42	13.90	14.37	14.37	15.23	15.23	14.01	13.89	13.89
% FINOS	87.59	84.31	86.10	85.58	86.10	85.63	84.77	84.77	84.77	85.99	86.11	86.11
LIMITE LIQUIDO %	53.80	60.83	62.77	60.89	59.52	62.71	61.72	61.72	61.72	57.33	62.23	62.23
LIMITE PLASTICO %	23.88	28.55	28.31	28.87	28.70	28.26	28.15	28.15	28.15	26.45	29.30	29.30
INDICE PLASTICO %	29.92	32.28	34.46	32.02	30.82	34.45	33.57	33.57	33.57	30.88	32.93	32.93
CONTRACCION LINEAL %	13.85	14.38	15.65	15.60	13.74	14.18	14.36	14.36	14.36	13.52	15.11	15.11
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,677	1,693	1,652	1,656	1,624	1,644	1,665	1,665	1,665	1,625	1,613	1,613
P. V. S. Kg/M ³	1,033	1,027	1,065	1,022	1,086	1,006	1,091	1,091	1,091	1,043	1,085	1,085
HUMEDAD OPTIMA %	22.64	24.72	24.85	25.00	24.06	24.74	26.47	26.47	26.47	22.67	25.64	25.64
V. R. S. AASHTO %	3.46	4.41	3.99	4.18	3.84	4.20	3.72	3.72	3.72	3.63	3.78	3.78
EXPANSION %	0.39	0.37	0.44	0.42	0.39	0.42	0.39	0.39	0.39	0.50	0.33	0.33
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

Nº DE ESTRATO KM.	46+000		46+500		47+000		47+500		48+000		49+000		
	1 EST	INDEF	1 EST	INDEF	1 EST	INDEF	2 EST	INDEF	1 EST	INDEF	2 EST	1 EST	
DESPALME	0.25		0.25		0.20		1.30		0.20		1.30	0.20	
ESPESOR	INDEF		INDEF		1.10		INDEF		1.10		INDEF	1.10	

TAMAÑO MÁXIMO (mm)														
% RET. EN MALLA DE 75 mm.														
% GRASAS	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	0.00		0.00
% ARENAS	12.56		11.30		14.58		16.24		11.03		14.28	13.66		15.22
% FINOS	87.44		88.70		85.42		83.76		88.97		85.72	86.34		84.78
LÍMITE LÍQUIDO %	55.01		62.37		58.63		56.82		61.27		64.18	60.02		56.44
LÍMITE PLÁSTICO %	25.11		29.30		26.15		24.95		29.08		29.01	28.62		24.57
ÍNDICE PLÁSTICO %	29.90		33.07		32.48		31.87		32.19		35.17	31.40		31.87
CONTRACCIÓN LINEAL %	14.28		16.13		15.01		14.52		15.08		16.06	16.01		14.59
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,685		1,618		1,640		1,604		1,670		1,659	1,622		1,635
P.Y.S.S. Kg/M ³	1,029		1,020		1,073		1,075		1,007		1,042	1,003		1,050
HUMEDAD ÓPTIMA %	22.82		22.91		23.19		22.03		24.38		24.19	24.74		25.16
V.R.S. ASHTO %	4.01		3.38		4.84		4.96		3.42		4.73	4.29		4.58
EXPANSIÓN %	0.31		0.42		0.46		0.38		0.47		0.36	0.49		0.39
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH		CH		CH		CH		CH		CH	CH		CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

No. DE ESTRATO	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST
KM.	49+000	50+000	50+500	51+000	51+000	51+000	51+500	51+000	51+500	51+000	51+500
DESPALME	1.30	0.20	1.30	0.20	1.30	0.20	1.30	0.20	1.30	0.20	1.30
ESPESOR	INDEF	1.10	INDEF	1.10	INDEF	1.10	INDEF	1.10	INDEF	1.10	INDEF

TAMIZO MAXIMO (mm)											
% RET. EN MALLA DE 75 mm.											
% GRAVAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% ARENAS	12.48	13.49	14.23	15.22	12.46	14.32	14.44	14.62	13.47	14.62	13.47
% FINOS	87.52	86.51	85.77	84.78	87.54	85.68	85.56	85.38	86.53	85.38	86.53
LIMITE LIQUIDO %	54.41	60.59	60.28	58.86	60.38	63.45	60.86	56.81	60.04	56.81	60.04
LIMITE PLASTICO %	23.50	28.93	27.23	26.91	28.89	29.68	30.39	26.51	27.98	26.51	27.98
INDICE PLASTICO %	30.91	31.66	33.05	31.95	31.49	33.77	30.47	30.30	32.06	30.30	32.06
CONTRACCION LINEAL %	14.07	15.26	15.33	15.06	14.41	15.12	15.19	14.06	14.34	14.06	14.34
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,681	1,656	1,646	1,630	1,647	1,652	1,644	1,630	1,651	1,630	1,651
P. V. S. S. Kg/M ³	1,031	1,024	1,069	1,049	1,047	1,024	1,047	1,040	1,051	1,040	1,051
HUMEDAD OPTIMA %	22.73	23.82	24.02	23.52	24.22	24.47	25.61	23.92	25.16	23.92	25.16
V. R. S. AASHTO %	3.74	3.90	4.42	4.57	3.63	4.47	4.01	4.11	4.00	4.11	4.00
EXPANSIÓN %	0.35	0.40	0.45	0.40	0.43	0.39	0.44	0.45	0.35	0.45	0.35
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

Nº DE ESTRATO K.M.	52+000		52+500		53+000		53+500		54+000	
	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST
DESPALME	0.20	1.30	0.20	1.30	0.20	1.30	0.20	1.30	0.20	1.30
ESPESOR	1.10	INDEF	1.10	INDEF	1.10	INDEF	1.10	INDEF	1.10	INDEF

TAMAÑO MÁXIMO (mm)										
% RET. EN MALLA DE 75 mm.										
% GRAVÍAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% ARENAS	13.02	14.37	14.58	15.22	13.54	13.91	15.26	14.73	14.89	14.89
% FINOS	86.98	85.63	85.42	84.78	86.46	86.09	84.74	85.27	85.11	85.11
LÍMITE LÍQUIDO %	54.84	59.41	62.31	61.15	59.58	61.70	60.37	56.64	61.23	61.23
LÍMITE PLÁSTICO %	24.35	28.73	28.35	28.84	28.23	29.90	29.46	25.89	28.81	28.81
ÍNDICE PLÁSTICO %	30.49	30.68	33.96	32.31	31.35	31.80	30.91	30.75	32.42	32.42
CONTRACCIÓN LINEAL %	13.87	14.32	15.28	15.45	13.34	15.65	14.93	13.68	14.89	14.89
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,689	1,650	1,604	1,633	1,653	1,624	1,658	1,644	1,632	1,632
P. Y. S. S. Kg/M ³	1,023	1,052	1,069	1,030	1,067	1,052	1,035	1,044	1,067	1,067
HUMEDAD ÓPTIMA %	22.94	24.36	23.84	24.65	23.95	24.64	26.27	23.05	25.34	25.34
V. R. S. ASHTO %	3.56	4.23	4.20	4.39	3.60	4.33	3.73	3.75	4.01	4.01
EXPANSIÓN %	0.38	0.40	0.44	0.39	0.40	0.42	0.41	0.47	0.33	0.33
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

No. DE ESTRATO KM.	2 EST		1 EST		2 EST		1 EST		2 EST		1 EST		2 EST					
	54+000	1.30	0.20	1.10	54+500	1.30	0.20	1.10	55+000	1.30	0.25	INDEF	56+000	0.25	1.10	56+500	1.30	INDEF
DESPALME	1.30	INDEF	0.20	1.10	1.30	INDEF	0.20	1.10	1.30	INDEF	0.25	INDEF	0.25	INDEF	0.20	1.10	1.30	INDEF
ESPESOR	INDEF		1.10		INDEF		1.10		INDEF		INDEF		INDEF		1.10		INDEF	

TAMANO MAXIMO (mm)																			
% RET. EN MALLA DE 75 mm.																			
% GRAVAS	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00		0.00
% ARENAS	13.23		12.26		14.74		15.47		13.15		13.60		15.27		14.36		13.24		13.24
% FINOS	86.77		87.74		85.26		84.53		86.85		86.40		84.73		85.64		86.76		86.76
LIMITE LIQUIDO %	58.34		61.86		58.18		62.04		61.19		58.36		59.45		63.55		58.17		58.17
LIMITE PLASTICO %	27.64		30.48		28.33		29.80		29.77		26.97		26.81		28.49		26.80		26.80
INDICE PLASTICO %	30.70		31.38		29.85		32.24		31.42		31.39		32.64		35.06		31.37		31.37
CONTRACCION LINEAL %	13.24		14.67		14.21		15.64		14.88		14.28		13.43		14.58		13.96		13.96
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,625		1,638		1,670		1,629		1,693		1,694		1,634		1,689		1,674		1,674
P. V. S. Kg/M ³	1,022		1,019		1,038		1,064		1,055		1,033		1,025		1,014		1,021		1,021
HUMEDAD OPTIMA %	24.37		25.28		24.36		24.17		23.99		24.21		24.13		26.54		23.16		23.16
V. R. S. AASHTO %	4.47		3.97		4.24		4.74		4.36		4.15		4.21		3.98		3.87		3.87
EXPANSION %	0.38		0.42		0.39		0.49		0.48		0.46		0.39		0.41		0.50		0.50
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH		CH		CH		CH		CH		CH		CH		CH		CH		CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

Nº DE ESTRATO KM.	57+000		57+500		58+000		58+500	
	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	2 EST
DESPALME	0.30	1.50	0.30	1.50	0.30	1.50	0.30	1.50
ESPESOR	1.20	INDEF	1.20	INDEF	1.20	INDEF	1.20	INDEF

TAMBIÑO MÁXIMO (mm)								
% RET. EN MALLA DE 75 mm.								
% GRAFAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% ARENAS	12.41	15.69	13.90	14.42	15.26	14.92	15.24	13.89
% FINOS	87.59	84.31	86.10	85.58	84.74	85.08	84.76	86.11
LÍMITE LÍQUIDO %	53.80	60.83	62.77	60.89	58.24	60.31	63.41	58.76
LÍMITE PLÁSTICO %	23.88	28.55	28.31	28.87	28.53	29.46	30.77	27.81
ÍNDICE PLÁSTICO %	29.92	32.28	34.46	32.02	29.71	30.85	32.64	30.95
CONTRACCIÓN LINEAL %	13.85	14.38	15.65	15.60	13.38	15.22	15.83	12.26
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,677	1,693	1,652	1,656	1,644	1,562	1,636	1,659
P. Y. S. S. kg/M ³	1,033	1,027	1,065	1,022	1,082	1,069	1,011	1,088
HUMEDAD ÓPTIMA %	22.64	24.72	24.85	25.00	24.90	23.66	25.78	23.67
V. R. S. ASHTO %	3.46	4.41	3.99	4.18	4.56	3.98	4.21	3.56
EXPANSIÓN %	0.39	0.37	0.44	0.42	0.39	0.42	0.38	0.36
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

No. DE ESTRATO	2 EST	1 EST	2 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST	1 EST
KM.	59+000		59+500		60+000	60+500	61+000	61+500	62+000	62+500
DESPALME	1.30	0.20	1.30	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
ESPEJOR	INDEF	1.10	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF	INDEF

TAMANO MAXIMO (mm)										
% RET. EN MALLA DE 75 mm.										
% GRAVAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
% ARENAS	12.48	13.49	14.23	15.22	12.46	14.32	14.44	14.44	14.62	13.47
% FINOS	87.52	86.51	85.77	84.78	87.54	85.68	85.56	85.56	85.38	86.53
LIMITE LIQUIDO %	54.41	60.59	60.28	58.86	60.38	63.45	60.86	60.86	56.81	60.04
LIMITE PLASTICO %	23.50	28.93	27.23	26.91	28.89	29.68	30.39	30.39	26.51	27.98
INDICE PLASTICO %	30.91	31.66	33.05	31.95	31.49	33.77	30.47	30.47	30.30	32.06
CONTRACCION LINEAL %	14.07	15.26	15.33	15.06	14.41	15.12	15.19	15.19	14.06	14.34
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,681	1,656	1,646	1,630	1,647	1,652	1,644	1,644	1,630	1,651
P. V. S. Kg/M ³	1,031	1,024	1,069	1,049	1,047	1,024	1,047	1,047	1,040	1,051
HUMEDAD OPTIMA %	22.73	23.82	24.02	23.52	24.22	24.47	25.61	25.61	23.92	25.16
V. R. S. AASHTO %	3.74	3.90	4.42	4.57	3.63	4.47	4.01	4.01	4.11	4.00
EXPANSION %	0.35	0.40	0.45	0.40	0.43	0.39	0.44	0.44	0.45	0.35
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH



INFORME DE LABORATORIO TERRACERIAS

Nº. DE ESTRATO	1 EST	1 EST	1 EST						
KM.	63+000	63+500	64+000						
DESPALME	0.25	0.25	0.25						
ESPESOR	INDEF	INDEF	INDEF						

TAMAÑO MÁXIMO (mm)									
% RET. EN MALLA DE 75 mm.									
% GRAVÍAS	0.00	0.00	0.00						
% ARENAS	12.56	11.30	14.58						
% FINOS	87.44	88.70	85.42						
LÍMITE LÍQUIDO %	55.01	62.37	58.63						
LÍMITE PLÁSTICO %	25.11	29.30	26.15						
ÍNDICE PLÁSTICO %	29.90	33.07	32.48						
CONTRACCIÓN LINEAL %	14.28	16.13	15.01						
P. E. S. Máx. kg/m ³	1,685	1,618	1,640						
P. V. S. Kg/M ³	1,029	1,020	1,073						
HUMEDAD ÓPTIMA %	22.82	22.91	23.19						
V. R. S. ASHTO %	4.01	3.38	4.84						
EXPANSIÓN %	0.31	0.42	0.46						
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CH	CH	CH						



A continuación se presenta un breve reporte fotográfico realizado con las imágenes obtenidas al momento de llevar a cabo los Pozos a Cielo Abierto.



Figura 4.4. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 34+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.5. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 34+500.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.6. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 35+500.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.7. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 36+500.
Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.8. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 37+000.
Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.9. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 38+000.
Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.10. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 39+000.
Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.11. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 39+500.
Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.12. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 40+500.
Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.13. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 42+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.14. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 43+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.15. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 44+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.16. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 49+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.17. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 50+500.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.18. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 52+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.19. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 53+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.20. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 54+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.21. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 55+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.22. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 56+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.23. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 57+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.24. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 58+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Figura 4.25. Vista "in-situ" del PCA ubicado en el Km 59+000.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



Análisis geotécnico

Con base en las pruebas de laboratorio se estableció la calidad de los materiales, su utilización probable, el coeficiente de variación volumétrica para materiales compactables o coeficiente de bandeo para materiales no compactables, clasificación para presupuesto, tratamiento requerido, descripción de los materiales y clasificación SUCS y se indicaron las observaciones particulares para el aprovechamiento o no de las distintas capas que formaran las terracerías, posteriormente con ayuda del perfil de la zona de estudio se determinaron los contactos geotécnicos para obtener los datos para el cálculo de la curva masa.

En este punto es importante resaltar que el informe geotécnico es una tabla elaborada por ingenieros especialistas en el tema que tiene el propósito de plasmar de forma clara y precisa los materiales que se encontrarán a lo largo del eje de proyecto que se esté estudiando; en ella se encontrarán todos los datos mencionados en el párrafo anterior. En párrafos siguientes se escriben las observaciones, tanto generales como particulares que deberán ser tomadas para la correcta interpretación de la tabla.

Observaciones generales

- 1.- Los trabajos se iniciarán con el desmonte, desraíce y limpieza general del área en donde quedará alojada la ampliación simétrica del cuerpo actual del camino, de acuerdo a lo indicado en el proyecto.
- 2.- El despalme se hará hasta la profundidad indicada en las tablas de datos y de la manera conveniente para eliminar el material correspondiente al primer estrato.
- 3.- Los terraplenes desplantados en un terreno con pendiente natural igual o mayor al 25%, se anclarán al terreno natural mediante escalones de liga a partir de los cerros del mismo, cada escalón tendrá un ancho mínimo de huella de 2.50 m. en material tipo "A" o "B" y en material "C" el escalón tendrá un metro de huella; en ambos casos la separación de dichos escalones será de 2.00 m. medidos horizontalmente, a partir de los cerros de los mismos.
- 4.- En los taludes de los cortes, no se dejarán fragmentos rocosos o porciones considerables de material susceptibles de desplazarse hacia el camino.
- 5.- Con el material producto del despalme, se deberán arropar los taludes de los terraplenes.
- 6.- La construcción de obras de drenaje se harán antes de iniciar la construcción de terracerías, concluidas tales obras, deberán arroparse adecuadamente para evitar cualquier daño a la estructura de las mismas durante la construcción.
- 7.- Se deberá propiciar la forestación de los taludes de los cortes y terraplenes con vegetación para evitar la erosión de los mismos.
- 8.- En todo el tramo y donde indique el proyecto las cunetas deberán impermeabilizarse con concreto hidráulico $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, con un espesor de 8cm. aproximadamente.



9.- Debe evitarse que la boquilla de aguas abajo de las alcantarillas descargue sus aguas sobre el talud del terraplén construido, en estos casos la obra de drenaje se prolongará con lavaderos, hasta los ceros del terraplén.

10.- Cualquier ampliación de corte por requerimiento de material únicamente, debe hacerse a partir del talud externo de la cuneta, o bien formando una banqueteta, la cual quedará debidamente drenada y de preferencia aguas abajo.

11.- Los taludes del proyecto que deberán considerarse para terraplenes son los siguientes:

ALTURAS	INCLINACIÓN
Entre 0.00 y 1.00 m.	3:1
Entre 1.00 y 2.00 m.	2.5:1
Mayores de 2.00 m.	1.7:1

12.- El material que forme la capa subrasante, no deberá contener partículas mayores de 75mm. (3"), cuando éstas existan deberán eliminarse mediante papeo.

13.- Al material grueso no compactable, se le dará un tratamiento de bandeado para aumentar su acomodo; este material solo servirá para formar el cuerpo del terraplén, construyéndose por capas sensiblemente horizontales con espesor aproximadamente igual a la de los fragmentos y se dará como mínimo tres pasadas a cada punto de su superficie con tractor D-8 o similar.

Observaciones particulares

A. En todos los casos el cuerpo de terraplén, se compactará al 90% ó se bandeará según sea el caso; las capas de transición y subrasante se compactarán al 95% y 100% respectivamente; los grados de compactación indicados son con respecto a la Prueba AASHTO dependiendo de la granulometría del material, por lo que quedará a juicio del Laboratorio de Control aplicar la Prueba que corresponda.

B. En todos los casos, cuando no se indique otra cosa, el terreno natural, después de haberse efectuado el despalme correspondiente, el piso descubierto deberá compactarse al 90% de su PVSM en una profundidad mínima de 0.20 m o bandearse según sea el caso.

C. Material que por sus características, no debe utilizarse ni en construcción del cuerpo de terraplén.

D. Material que por sus características, sólo puede utilizarse en la formación del cuerpo de terraplén, mismo que deberá compactarse al 90% de su PVSM o bandearse según sea el caso.

E. Material que por sus características puede utilizarse en la formación del cuerpo de terraplén y capa de transición (subyacente).

F. Material que por sus características puede utilizarse en la formación del cuerpo de terraplén, capa de transición y capa subrasante.



- G. En terraplenes formados con este material, se deberá construir capa de transición de 0.50 m. de espesor; y se proyectará capa subrasante de 0.30 m. de espesor.
- H. En terraplenes y cortes construidos en este material, se deberá proyectar capa de transición de 0.50 m. de espesor como mínimo y capa subrasante de 0.30 m. compactadas al 95% y 100% respectivamente, las cuales se construirán con material de préstamo del banco más cercano.
- I. En cortes formados en este material, la cama de corte, se deberá compactar al 95% de su PVSM, en una profundidad mínima de 0.30 m. y se deberá proyectar capa subrasante de 0.30 m. de espesor, compactándola al 100%, con material procedente del banco más cercano.
- J. En este tramo se deberá proyectar en cortes y terraplenes bajos, capa de transición de 0.50 m. de espesor, como mínimo y capa subrasante de 0.30 m.; en caso de ser necesario se deberán abrir cajas de profundidad suficiente para alojar las capas citadas; ambas capas se proyectarán con préstamo del banco más cercano.
- K. En cortes, se deberán escarificar los 0.15 m. superiores y acamellonar; la superficie descubierta, se deberá compactar al 100 % de su PVSM respectivo en un espesor mínimo de 0.15 m. con lo que quedará formada la 1er capa subrasante, con el material acamellonado se construirá la 2da capa subrasante, misma que deberá compactarse también al 100 % de su PVSM.
- L. En cortes formados en este material, se proyectará únicamente capa subrasante de 0.30 m. con espesor mínimo, compactándola al 100 % y se construirá con material de préstamo del banco más cercano.
- M. En cortes formados en este material, se escarificarán los primeros 0.30 m., a partir del nivel superior de subrasante, se acamellonará el material producto del escarificado y se compactará la superficie descubierta al 95%, hasta una profundidad de 0.20 m. Posteriormente, con el material acamellonado se formará la capa subrasante de 0.30 m. de espesor.
- N. En terraplenes y cortes construidos en este material, se deberá proyectar capa de transición de 0.50 m. de espesor como mínimo y capa subrasante de 0.30 m. compactadas al 95% y 100% respectivamente, las cuales se construirán con material de préstamo del banco más cercano.



Facultad de Ingeniería

División de Ingenierías Civil y Geomática

Capítulo IV. Proyecto y construcción de un caso de aplicación

DATOS DE SUELOS PARA EL CALCULO DE LAS TERRACERIAS EN CURVA-MASA

KM.	ESTRATO		CLASIFICACION DEL MATERIAL (SUCS)	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA			CLASIF. PRESUP. A - B - C		TERRAPIEN		CORTE		OBSERVACIONES
	No.	ESP.			90%	95%	100%	ALT. MAX.	TALUD	ALT. MAX.	TALUD			
29+400	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00					A, B, C, J
29+600	2	1.20	ARCILLA INORGANICA COLOR OSCURO, POCO HUMEDA Y DE CONSISTENCIA FIRME, DE ALTA PLASTICIDAD, CON ESCASAS GRAVAS DE LUTITA (CH)	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85		70-30-00					A, B, C, J
	3	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01		20-80-00					A, B, C, J
29+600	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00					A, B, C, J
30+480	2	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01		20-80-00					A, B, C, J
30+480	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00					A, B, C, J
33+300	2	1.20	ARCILLA INORGANICA COLOR OSCURO, POCO HUMEDA Y DE CONSISTENCIA FIRME, DE ALTA PLASTICIDAD, CON ESCASAS GRAVAS DE LUTITA (CH)	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85		70-30-00					A, B, C, J
	3	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01		20-80-00					A, B, C, J



Facultad de Ingeniería
 División de Ingenierías Civil y Geomática
 Capítulo IV. Proyecto y construcción de un caso de aplicación

DATOS DE SUELOS PARA EL CALCULO DE LAS TERRACERIAS EN CURVA-MASA

KM. A	ESTRATO		CLASIFICACION DEL MATERIAL (SUCS)	TRATAMIENTO		COEFICIENTE DE				CLASIF.		TERRAPLEN		CORTE		OBSERVACIONES
	No.	ESP.		PROBABLE	VARIACION VOLUMETRICA	90%	95%	100%	BAND.	PRE SUP.	AL.T.	TALUD	AL.T.	TALUD		
33+300 A	1	0.25	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00						A, B, C, J
34+430	2	INDEF.	ARCILLA INORGANICA COLOR OSCURO, POCO HUMEDA Y DE CONSISTENCIA FIRME. DE ALTA PLASTICIDAD, CON ESCASAS GRAVAS DE LUTITA (CH)	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85			70-30-00						A, B, C, J
34+430 A	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00						A, B, F, G, M
36+360	2	INDEF.	CONGLOMERADO CEMENTADO COLOR CAFÉ, POCO HUMEDO, DE MEDIA-NAMENTE COMPACTA A COMPACTA AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN GRAVAS ARCILLOSAS CON Poca ARENA (GP-GC)	COMPACTADO	1.03	0.98	0.93			40-60-00						A, B, F, G, M
36+360 A	1	0.25	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00						A, B, C, J
38+300	2	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01			20-80-00						A, B, C, J
38+300 A	1	0.30	SUELO VEGETAL	DESPALME						100-00-00						A, B, C, J
43+160	2	1.20	ARCILLA INORGANICA COLOR OSCURO, POCO HUMEDA Y DE CONSISTENCIA FIRME. DE ALTA PLASTICIDAD, CON ESCASAS GRAVAS DE LUTITA (CH)	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85			70-30-00						A, B, C, J
	3	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01			20-80-00						A, B, C, J



Facultad de Ingeniería
División de Ingenierías Civil y Geomática
Capítulo IV. Proyecto y construcción de un caso de aplicación

DATOS DE SUELOS PARA EL CALCULO DE LAS TERRACERIAS EN CURVA-MASA

KM.	ESTRATO		CLASIFICACION DEL MATERIAL (SUCS)	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA			CLASIF. PRESUP. A - B - C	TERRAPLEN		CORTE		OBSERVACIONES
	No.	ESP.			90%	95%	100%		ALT. MAX.	TALUD	ALT. MAX.	TALUD	
43+160	1	0.25	SUELO VEGETAL	DESPALME				100-00-00					
A	2	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01	20-80-00					A, B, C, J
46+690	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME				100-00-00					
A	2	1.10	ARCILLA INORGANICA COLOR OSCURO, POCO HUMEDA Y DE CONSISTENCIA FIRME, DE ALTA PLASTICIDAD, CON ESCASAS GRAVAS DE LUTITA (CH)	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85	70-30-00					A, B, C, J
55+100	3	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01	20-80-00					A, B, C, J
55+100	1	0.25	SUELO VEGETAL	DESPALME				100-00-00					
A	2	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY Poca ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01	20-80-00					A, B, C, J



Facultad de Ingeniería
 División de Ingenierías Civil y Geomática
 Capítulo IV. Proyecto y construcción de un caso de aplicación

DATOS DE SUELOS PARA EL CALCULO DE LAS TERRACERAS EN CURVA-MASA

K.M. A K.M.	ESTRATO		CLASIFICACION DEL MATERIAL (SUCS)	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA				CLASIF. PRESUP. A - B - C	TERRAPLEN		CORTE		OBSERVA- CIONES	
	No.	ESP.			90%	95%	100%	BAND.		ALT. MAX.	TALUD MAX.	ALT. MAX.	TALUD MAX.		
57-940 A	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00						A, B, C, J
58-600	2	1.10	ARCILLA INORGANICA COLOR OSCURO, POCO HUMEDA Y DE CONSISTENCIA FIRME, DE ALTA PLASTICIDAD, CON ESCASAS GRAVAS DE LUTITA (CH)	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85		70-30-00						A, B, C, J
	3	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY POCA ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01		20-80-00						A, B, C, J
58-600 A	1	0.20	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00						
59-000	2	1.10	ARCILLA INORGANICA COLOR OSCURO, POCO HUMEDA Y DE CONSISTENCIA FIRME, DE ALTA PLASTICIDAD, CON ESCASAS GRAVAS DE LUTITA (CH)	COMPACTADO	0.95	0.90	0.85		70-30-00						A, B, C, J
	3	INDEF.	LUTITA CEMENTADA MUY ALTERADA, AL EXPLOTARSE SE OBTENDRAN ARCILLAS CON MUY POCA ARENA, LOS FINOS SON DE ALTA PLASTICIDAD CON GRAVAS DE LUTITAS (CH)	COMPACTADO	1.11	1.06	1.01		20-80-00						A, B, C, J



Tal y como se observa en el Informe de Laboratorio de Terracerías el material predominante son arcillas de alta plasticidad (CH) con un valor de VRS menor al 5%, enfrentándose con este detalle a una zona de suelos deformables y poco resistentes, lugares especiales donde se tiene que proponer soluciones alternativas a las tradicionales para poder desplantar y mantener en condiciones aceptables el funcionamiento de la carretera.

Alternativas de solución

Tal y como se escribió en el Capítulo I, el ingeniero proyectista encargado de analizar la zona por donde se pretende construir una carretera tendrá que contrastar las bondades de elegir una ruta con respecto a otras. No todos los terrenos de cimentación son malos para construir sobre ellos, sin embargo se encontrará con situaciones en las que no es posible modificar el trazo del camino y necesariamente tendrá que pasar por lugares donde las características son desfavorables, son en aquellas situaciones donde el ingeniero tendrá que saber cómo solucionar y dar propuestas sustentables.

Inicialmente, el tramo en cuestión se pretendía resolver de forma tradicional, empleando fragmentos de roca para conformar un pedraplén, garantizando de tal manera el flujo de agua y mejoramiento de las características mecánicas del terreno de cimentación, sin embargo el volumen y la distancia de acarreo volvía caro el proyecto, fue en tal situación donde se optó por comparar con otra alternativa de solución y decidir, tanto técnica como económicamente, cuál era la más conveniente. Afortunadamente con los avances tecnológicos se tiene la posibilidad de resolver los mismos problemas de diferentes maneras. En la Figura 4.26 se observa la sección tipo de tramos construidos sobre un pedraplén.

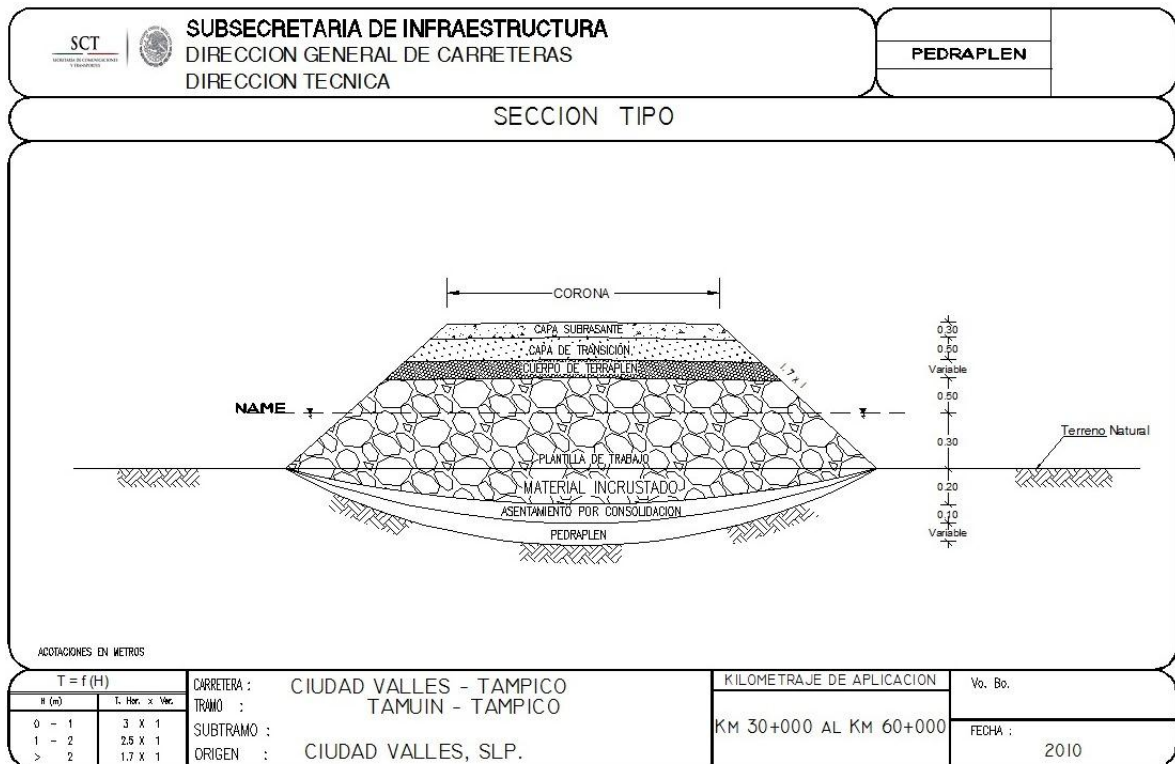


Figura 4.26. Sección en Pedraplén.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

En los siguientes párrafos se explica de manera breve la forma de elección de la geomalla que servirá como refuerzo en el suelo blando.

El objeto del presente apartado es elaborar una propuesta de refuerzo del cimiento de los terraplenes de la carretera Tamuín – Tampico entre los Km 30+000 al Km 60+000 y que deberán desplantarse sobre suelos blandos (VRS<5%) evitando en la medida de los posible la utilización de materiales de préstamo y garantizando en todo momento la calidad y durabilidad final de la vía.

Datos de partida

Los datos de partida se facilitaron por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y serán sobre los que se base el diseño.



$$CBR_{carac} = 3.90\% \text{ (media de } CBR < 5\%)$$

$$CBR_{mín} = 3.20\%$$

$$\text{Desviación Estándar } CBR \left(\sigma^2 \right) = 0.30 \text{ (de los datos de } CBR < 5\%)$$

$$CBR_{relleno} = 15.0\%$$

$$CBR_{sub} = 29.0\%$$

Nivel de confiabilidad del diseño: 90%

$$Tchebychev \rightarrow P(|X - \mu| > k\sigma) \leq \frac{1}{k^2}$$

$$\frac{1}{k^2} = 0.20 \rightarrow k = 2.236; \text{ se adopta } CBR_{diseño} = 2.50$$

$$CBR_{diseño} \leq CBR_{med} - 2.236\sigma \rightarrow CBR_{diseño} \leq 2.67$$

Plazo de diseño = 15 años

Peso eje pesado = 72 kN

Número de ejes = 24,724,032

Altura de terraplén = 5.0 m para diseño

Talud de terraplén = 1.5H/1.0V

El diseño de refuerzo de base de terraplenes se hace en dos partes diferenciadas. En primer lugar el diseño deberá garantizar la estabilidad durante la construcción de los terraplenes. Durante esta fase la función principal del refuerzo será la de separación entre el relleno y el terreno natural. El segundo aspecto que deberá satisfacer el diseño es el refuerzo de la estructura del terraplén en su base para evitar la rotura de la base. Durante esta fase la función principal del refuerzo estructural siendo primordial la resistencia de los elementos de refuerzo colocados.

En consecuencia, dado que la zona donde se establecerán estos terraplenes se compone de materiales arcillosos saturados con altas posibilidades de fluctuación del nivel freático se propone un sistema de refuerzo compuesto por los siguientes elementos:

- Un geotextil no tejido colocado directamente sobre el terreno natural sin abrir la caja que actúe como elemento separador en la primera fase y como filtro para evitar el movimiento de los finos del suelo natural y del relleno en la fase final.
- Una geomalla de refuerzo que actúe como refuerzo estructural en la fase final.



Capa estabilizadora inicial

Para poder trabajar en las zonas de suelos blandos es necesario colocar sobre la estructura de refuerzo una capa granular estabilizadora que garantice que el refuerzo establecido no se moverá y que no sufrirá daños por el paso de la maquinaria de obra.

La determinación del espesor de esta capa granular se realiza mediante el método desarrollado por Steward, Williamson y Mohny (1977) para el Servicio Forestal de EE.UU. Para carreteras sin pavimentar sobre suelos blandos.

De acuerdo con éste método se debe calcular un factor de capacidad portante para una vía que será función del ahuellamiento (profundidad de rodera) permitido y del número de ejes equivalentes de 80kN que van a circular sobre él.

Dado que se trata de una situación provisional se permitirá una profundidad de rodera de 100mm para un paso de 100 ejes de 72kN, por lo que el factor de carga correspondiente a una vía reforzada es de $N_c = 3.3$.

Una vez determinado el factor de carga portante se debe determinar la resistencia del subsuelo que se aproxima de forma bastante veraz como:

$$c \text{ (kPa)} = 30 * \text{CBR} \text{-----(4.1)}$$

Utilizando un valor de CBR mínimo de 2.5% (de los datos de campo facilitados por la SCT) se tiene que la resistencia del terreno es de:

CBR %	C (kPa)
2.5	75
4	120

Con este dato de resistencia y el factor de carga obtenido anteriormente se calcula la tensión que deberá resistir el terreno y se entra en la misma en los ábacos realizados por R.D. Holtz, B.R. Christopher y R.R. Berg (1997), los cuales proporcionan directamente el espesor de capa granular a colocar sobre la estructura de refuerzo.

$$q = c * N_c \text{ -----(4.2)}$$

CBR (%)	C (kPa)	Q (kPa)
2.5	75	247.5
4	120	396

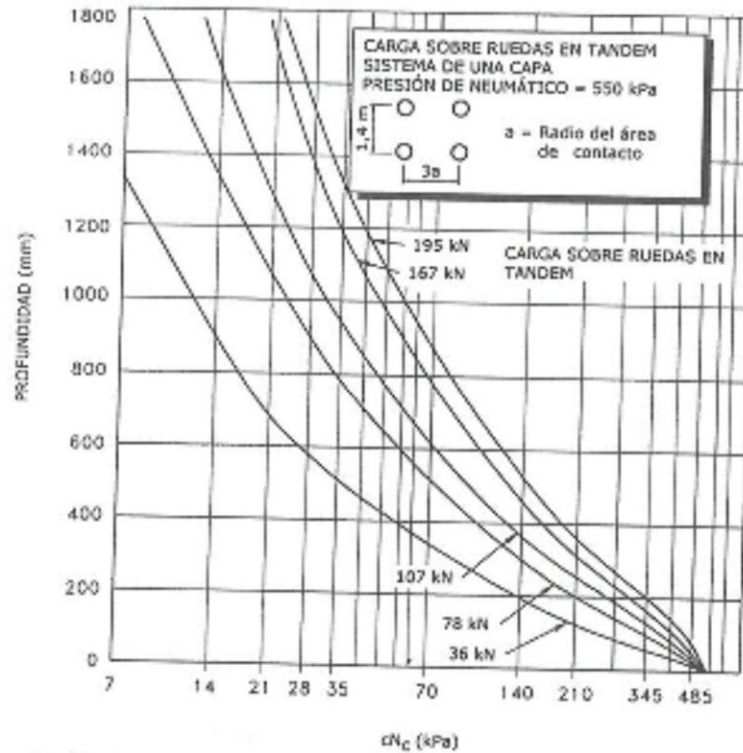


Figura 4.27 Ábaco de Holtz, Christopher y Berg para rueda tipo tándem.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Como puede observarse, de acuerdo con los ábacos de Holtz, Christopher y Berg en el caso de estudio y para una carga tipo de 72kN por eje en rueda tándem (el caso más desfavorable de carga) el espesor de material granular para la estabilización inicial del refuerzo es de 175mm para CBR=2.5% y de 0 para CBR=4%.

No obstante, no conviene trabajar los terraplenes convencionales directamente sobre el refuerzo, ya que se producen daños en el mismo por la acción de la maquinaria, por lo que se establece un espesor variable de la capa estabilizadora inicial en función del CBR con un mínimo constructivo de 150mm.

Resistencia al punzonamiento

Una vez establecido el espesor de capa granular inicial, el cual es función únicamente de la carga y del material del terreno natural debe elegirse el geotextil adecuado para la funcionalidad requerida.

Dado que la función del geotextil es la de separar actuando como filtro deberá elegirse un geotextil que cumpla con las siguientes características:

- Funcionalidad: Separación de materiales
- Arcilla-grava => Apertura media de poro $\leq 80\mu\text{m}$



- Arcilla-grava => Apertura máxima de poro $\leq 160\mu\text{m}$

Además de lo anterior, deberá considerarse que el geotextil tenga una resistencia mecánica que impida su rotura por punzonamiento.

La fuerza vertical que se aplica sobre un geotextil punzonado puede expresarse como:

$$F = \pi * d_b * h_b * P \text{ --- (4.3)}$$

dónde

F : es la fuerza impuesta.

d_b : es el diámetro medio de punzonado (d_{50} del material aportado)

h_b : es la altura de punzonado (igual a d_b)

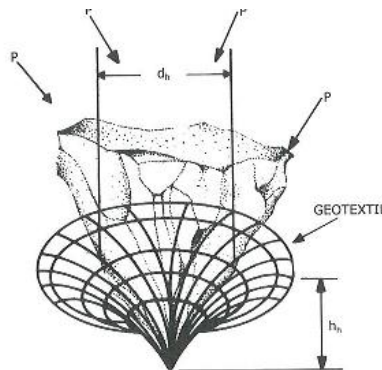


Figura 4.28. Esquema de punzonado de un geotextil.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

P : es la presión ejercida sobre el geotextil.

La presión ejercida sobre el geotextil puede calcularse a su vez como:

$$P = \frac{P_a}{2(B + 2 * h * \text{tg}(\alpha))(J + 2 * h * \text{tg}(\alpha))} \text{ --- (4.4)}$$

dónde

P_a : es la carga por eje (72kN)

B : es el ancho de la huella, que en el caso de huella tándem toma el valor $B = \sqrt{\frac{1.414P_a}{P_t}}$ con P_t igual a la

presión de inflado del neumático (550kPa).

L : es la longitud de la huella $L=0.5*B$

h : es el espesor de agregado. En el caso más desfavorable 200mm.



α : es el ángulo de apertura del cono. Según John (1987) puede aproximarse suficientemente como $\text{tg}(\alpha)=0.6$.

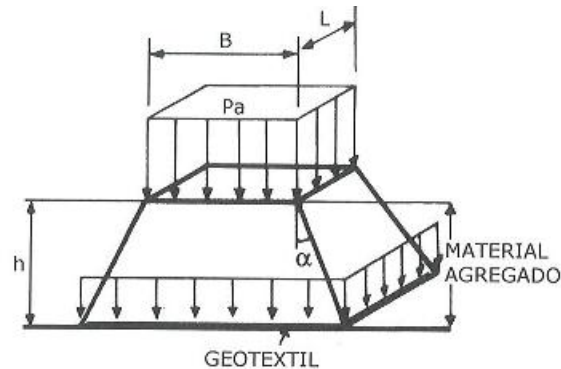


Figura 4.29. Cono de reparto de carga bajo una rueda.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

En el caso que nos ocupa se tiene:

$$B = \sqrt{\frac{1.414 * 72000}{0.55}} = 430\text{mm} \quad L = 0.5 * B = 0.5 * 430 = 215\text{mm}$$

$$P = \frac{72000}{2(430 + 2 * 200 * 0.6)(215 + 2 * 200 * 0.6)} = 0.118\text{MPa} = 118\text{kPa}$$

Material de relleno se compone de una capa granular con un tamaño máximo de 50mm con $d_{50}=5\text{mm}$, con lo que se obtiene una fuerza de punzonamiento de:

$$F = \pi * 5 * 5 * 0.118 = 9.27\text{N}$$

Para determinar la resistencia exigible al geotextil deberá normalizarse esta fuerza al diámetro de ensayo (50mm) de laboratorio:

$$F_g = \frac{F}{d_b} * 50 = 92.7\text{N}_{50}=92.7\text{N}$$

Finalmente deberá considerarse que la aportación de materiales angulosos aumenta el daño producido al geotextil, por lo que se aplicará un factor de daño $s=3$, y que se debe tener un factor de seguridad mínimo que en el presente estudio se fija como $FS=1.5$ dado que éste es un factor habitual en el diseño de terraplenes.

$$F_{gdis} = F_g * s * FS = 92.7 * 3 * 1.5 = 417.15\text{N}$$



Fase de Servicio

Estabilidad Interna

Para el dimensionamiento de estabilidad interna se analizará la fuerza que ejerce el terraplén sobre la geomalla, determinando cuál debe ser la resistencia mínima de la misma, y la posibilidad de deslizamiento del terraplén sobre la malla.

Hay que destacar que en el refuerzo de bases de terraplén el momento crítico es el de finalización de la construcción, ya que a partir de ese momento el asentamiento del cimiento le confiere una mayor capacidad estructural aumentando su factor de seguridad.

En consecuencia, en este tipo de diseños no es necesario tener en cuenta factores de deterioro a largo plazo como la fluencia o las agresiones y deterioro químico de la malla (aunque ésta debe estar constituida por materiales que garanticen una vida útil mínima de 10-15 años).

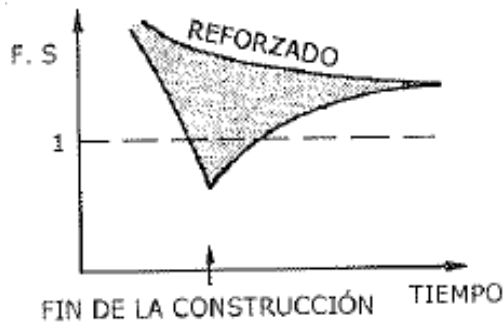


Figura 4.30. Relación Tiempo-FS de un terraplén.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Resistencia a la ruptura

Se tiene que comprobar que las presiones horizontales producidas por el empuje del propio relleno del terraplén no superen la resistencia a tracción del refuerzo con un cierto factor de seguridad.

Si se desprecia la cohesión del terraplén se tiene que la tensión que debe soportar el refuerzo es

$$T = FS(E) \text{ --- (4.5)}$$

Siendo FS el factor de seguridad que en el caso de terraplenes debe ser como mínimo de 1.5 en cálculo estático y 1.10 en situación de sismo y E el empuje de tierras expresado mediante la teoría de Rankine

$$E = 0.50\gamma k_a H_t^2 \text{ --- (4.6)}$$



donde

$\gamma \rightarrow$ peso específico del material de aportación compactado (18kN/m^2).

$k_a \rightarrow$ es el empuje activo de Rankine, modificado mediante la teoría de Monoboke-Onkabe para poder considerar la situación de sismo.

$\phi = 30^\circ \rightarrow k_a = 0.333$

$\phi = 30^\circ$; zona A

Suelo tipo III

$H_t \rightarrow$ es la altura del terraplén.

Dado que el terreno de desplante no es completamente horizontal, debe considerarse una inclinación máxima del 10% (para inclinaciones superiores deben implementarse escalones de liga con el terreno natural) y la tensión sobre la geomalla debe modificarse como:

$$T = FS \left[E \cos(14.03^\circ) + 0.50H_t^2 (talud) \gamma \text{sen}(14.03^\circ) \right] \text{---}(4.7)$$

En el caso de estudio la altura de terraplén máxima es de 5m y el talud de los terraplén 1.50H/1V, por lo que el esfuerzo que debe ser resistido por el refuerzo es de 154.6kN/m en situación estática y 189.87kN/m en situación con sismo.

Con base en lo anterior, se tiene que en función de la altura de terraplén deberá usarse una capa de malla de refuerzo con un factor de seguridad interno por rotura de 1.94 para situación estática y 1.58 para situación con sismo.

El deslizamiento de una cuña de terraplén sigue el esquema de la siguiente figura:

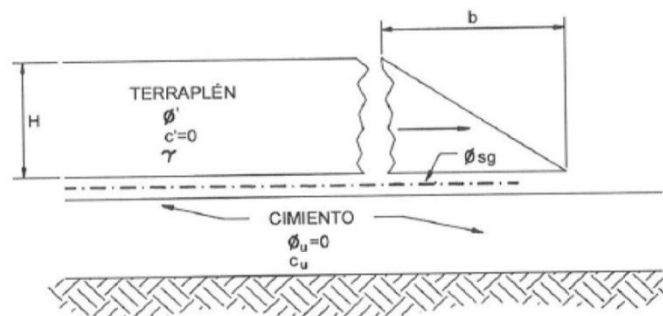


Figura 4.31. Esquema de deslizamiento de cuña en terraplén.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

En este caso el factor de seguridad queda definido como:

$$FS = \frac{\tan(\phi_{sg}) b}{k_a H_t} \text{---}(4.8)$$



En el caso de las geomallas tridireccionales puede afirmarse que el ángulo de rozamiento entre la malla y el relleno es igual al ángulo de rozamiento interno del relleno (siempre que se cumpla que el tamaño máximo del agregado es inferior a la apertura de la malla) y considerando que $b = \text{Talud} \cdot H_p$, como valor mínimo, se tiene que el factor de seguridad frente al deslizamiento en situación dinámica para cualquier altura es de $1.95 > 1.5$ (aceptable) independientemente del número de capas de geomalla que se instalen.

Estabilidad General

Para analizar la estabilidad general del refuerzo se considerará que se produce un círculo de rotura en la base del terraplén que atraviesa el refuerzo y moviliza la resistencia del mismo.

Ensayos realizados en terraplenes a escala por Y. Miyata, K. Kogure y H. Ochiai demuestran que la presencia del refuerzo influye en la posición del círculo de rotura que penetra a mayor profundidad en el cimiento que si éste no estuviera. En cambio la rigidez del refuerzo no tiene influencia sobre la posición del círculo, aunque sí permite mayores cargas en el terraplén.

El esquema de rotura circular en un terraplén con un refuerzo en su base es el siguiente:

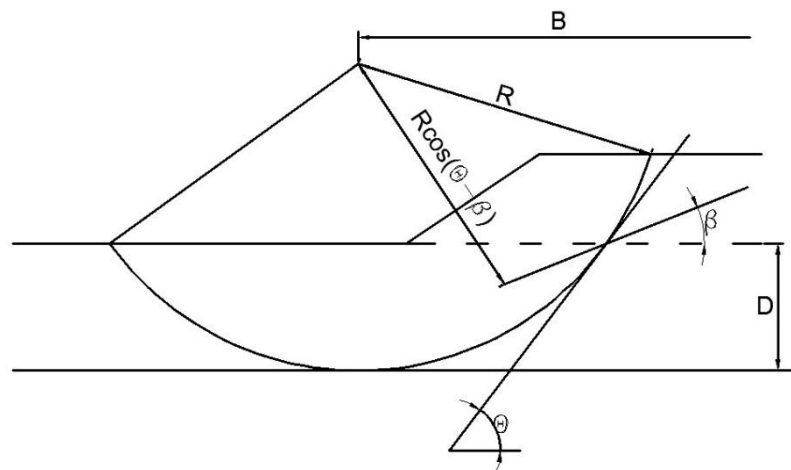


Figura 4.32. Esquema de círculo de rotura en un terraplén reforzado.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

El Factor de Seguridad del terraplén vendrá definido como:

$$FS = \frac{M_{resistente}}{M_{desestabilizador}} \text{ -----(4.9)}$$

$$M_{resistente} = \sum (c_u L) R + T_g (R) \cos(\Theta - \beta) \text{ -----(4.10)}$$

$$M_{desestabilizador} = Wx \text{ -----(4.11)}$$



Donde

$c_u \rightarrow$ Resistencia al corte sin drenar del subsuelo (30CBR)

$L \rightarrow$ Longitud de la superficie de deslizamiento en el subsuelo.

$R \rightarrow$ Radio de la superficie circular de deslizamiento.

$T_g \rightarrow$ Resistencia a tracción del refuerzo.

$\Theta \rightarrow$ Ángulo de la tangente a la superficie de deslizamiento en la altura de refuerzo con la horizontal.

$\beta \rightarrow$ Ángulo entre el vector de tensión T_g y el plano del refuerzo. Para un suelo blando de gran potencia

$\Theta = \beta$.

$W \rightarrow$ Peso de la masa susceptible de rotar.

$X \rightarrow$ Brazo entre el centro de gravedad de W y el centro del círculo de deslizamiento.

Este cálculo nos proporciona la posición del círculo más desfavorable así como su radio, momento desestabilizador y momento resistente debido al propio terreno (al cual habrá que añadir el momento resistente proporcionado por la geomalla que en el caso de una única geomalla es de $300 \cdot R$ kNm y en el dos geomallas $600 \cdot R$ kN/m).

CASO	Círculo [m]			Momento [kN•m]			F.S.
	x	y	R	Desestabilizador	Resistente	Malla	
Estático	14.50	6.50	8.00	2093	7446	2400	4.71
Dinámico	15.00	6.50	8.00	1405	7329	2400	6.92

De los resultados anteriores, se obtiene que la superficie crítica de rotura del terraplén no está determinada por el cimientado sino por los materiales constitutivos del mismo.

En último lugar debe verificarse que el refuerzo sea capaz de proporcionar la tensión demandada con una deformación compatible con el propio terraplén.

Para calcular la deformación crítica (por encima de la cual se producen deformaciones excesivas que resultan en una merma de servicio de la obra) de un terraplén se aproxima por:

$$\xi_{cl} = 0.5 + 865W \text{ --- (4.12)}$$

$$W = 2 \left(\gamma \frac{H_c}{c_u} \right) \left(\frac{c_u}{E_u} \right) \left(\frac{D}{B} \right) \text{ --- (4.13)}$$

Siendo:

$\xi \rightarrow$ deformación crítica en %.

$\gamma \rightarrow$ peso específico de la aportación.

$H_c \rightarrow$ altura crítica del terraplén sin reforzar.



$c_u \rightarrow$ Resistencia al corte sin drenar del terreno.

$E_u \rightarrow$ Módulo de deformación del terreno no drenado.

$\left(\frac{D}{B}\right)_e \rightarrow$ toma los siguientes valores en función del ancho de la base del terraplén (B) y del espesor del estrato del suelo deformable y poco resistente (D).

$$D/B < 0.2 \rightarrow \left(\frac{D}{B}\right)_e = 0.2$$

$$0.2 \leq D/B < 0.42 \rightarrow \left(\frac{D}{B}\right)_e = \frac{D}{B}$$

$$0.42 \leq D/B < 0.84 \rightarrow \left(\frac{D}{B}\right)_e = 0.84 - \frac{D}{B}$$

$$0.84 < D/B \rightarrow \left(\frac{D}{B}\right)_e = 0$$

Nótese que cuando el espesor de suelos blandos es igual o superior al ancho del pie del terraplén el refuerzo no influye en la deformación crítica del terraplén que queda limitada al 0.5%.

Dado que los materiales utilizados en este diseño son capaces de proporcionar su tensión de trabajo con una deformación del 0.5% se concluye que las deformaciones del terraplén y del refuerzo son compatibles.

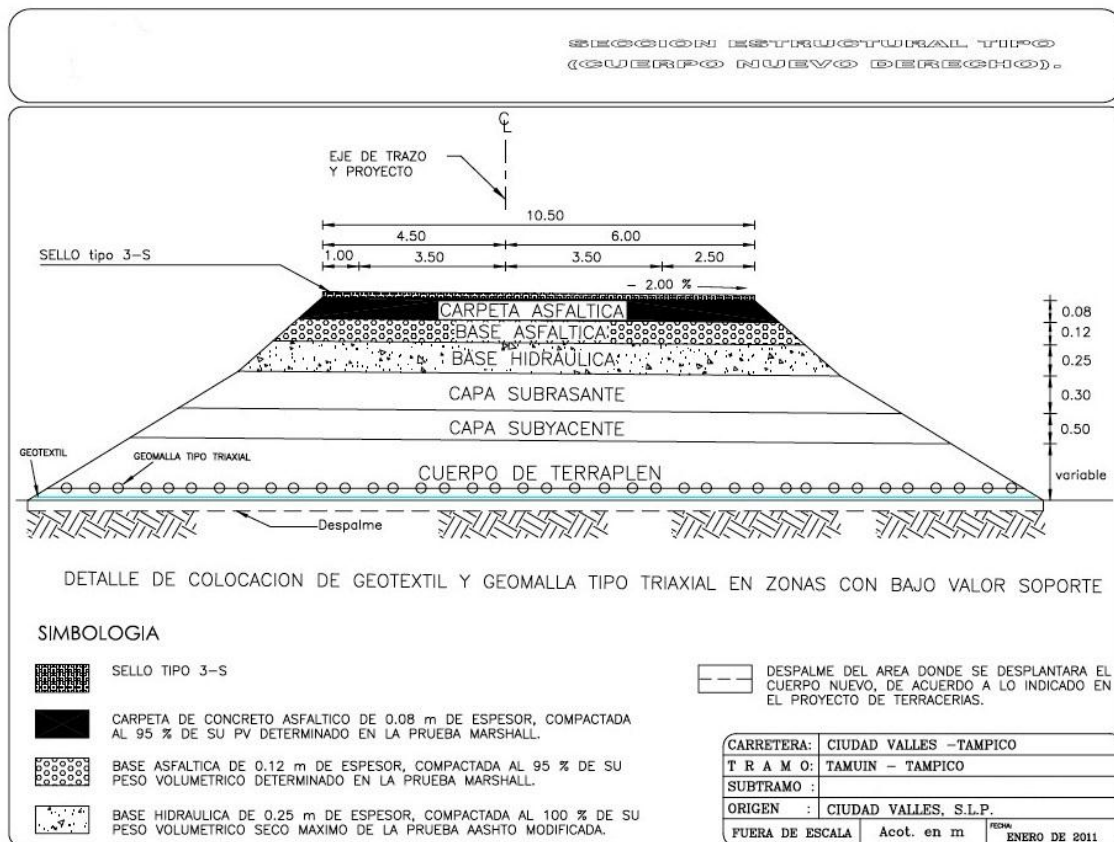


Figura 4.33. Sección de la estructura de terracerías y pavimento empleando geomalla y geotextil.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Bancos de materiales para terracerías

Conforme a los requerimientos del proyecto geométrico, será indispensable emplear material producto de banco, para lo cual se realizó el análisis geológico de la zona, además de contar con la relación que el catastro de Bancos reporta en la región, caon los datos obtenidos de ambos reportes, se procedió a ubicar los sitios preestablecidos y/o propuestos según sea el caso, zonificando los lugares potencialmente adecuados en cuanto al tipo de material y cercanía se refiere, para su utilización como Banco, en todos los casos se procedió a realizar su exploración y muestreo respectivo, con el objeto de analizar sus propiedades mecánicas y de delimitar la zona de explotación, determinando con esto su capacidad.

El listado con las características generales de cada uno de estos bancos se reportan enseguida, así como la información particular detallada de cada uno de ellos conteniendo su ubicación descriptiva y gráfica, utilización, volumen aprovechable, etc.



CAMINO: CD. VALLES - TAMPICO	
TRAMO: TAMUJIN - EBANO	
SUBTRAMO: DEL KM.29+600 AL KM.59+000	
ORIGEN: CD. VALLES, S.L.P.	

UBICACION		ESTRATO		CLASIFICACION S.U.C.S.	TRATAMIENTO PROBABLE	DENOMINACION			LA VIRGEN
		No.	ESPESOR			90%	95%	100%	
KM. 30+100 DESV. DERECHA CON 1300 mts.		1	0.20	SUELO VEGETAL GRAVA ARCILLOSA POCO HUMEDA CON FRAGMENTOS CHICOS AISLADOS MUY COMPACTA Y DE COLOR BLANCO AMARILLENTO (GC-GP)	DESPALME	1.03	0.98	0.93	100-00-00 40-60-00
		2	INDEF						
LARGO	ANCHO	ALTURA	VOLUMEN APROVECHABLE M ³	OBSERVACIONES					
250	200	2	100.000						

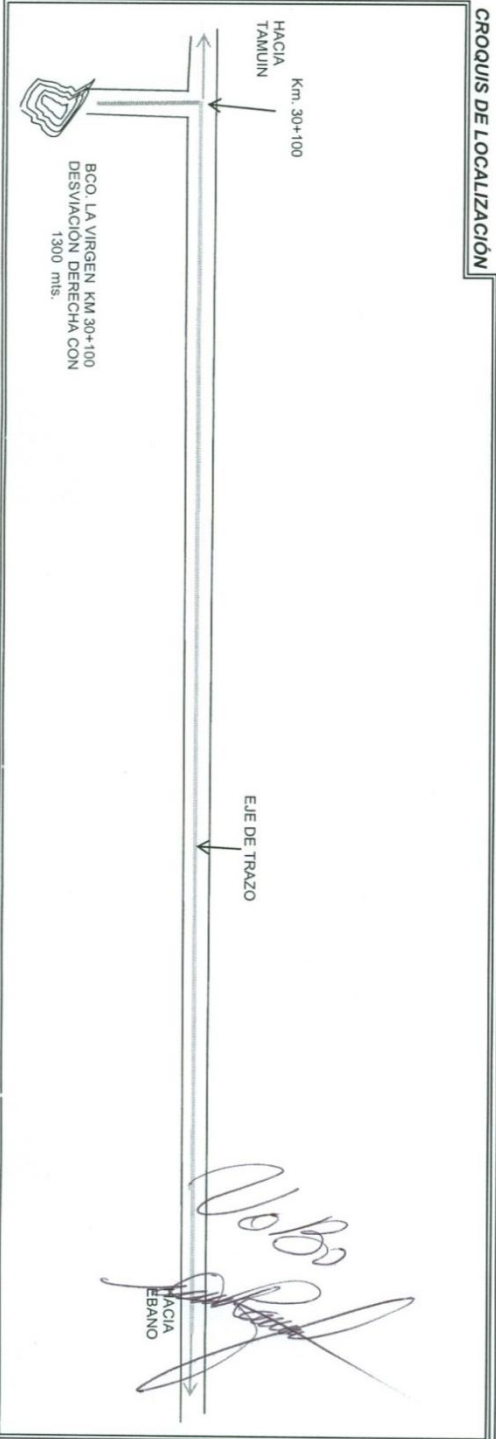


Figura 4.34. Banco denominado "La Virgen" aprobado por la SCT.
 Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes



CAMINO: CD. VALLES - TAMPICO TRAMO: TAMUIN - EBANO SUBTRAMO: DEL KM.29+600 AL KM.59+000 ORIGEN: CD. VALLES, S.L.P.								
PRESTAMO DE MATERIALES PARA: CPO. DE TERRAPLEN, CAPA DE TRANSICION Y SUBRASANTE								
UBICACION	ESTRATO		CLASIFICACION S.U.C.S.	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA			CLASIFICACION PRESUPUESTO
	No.	ESPESOR			90%	100%	BANDEADO	
KM. 43+700 DESV. DERECHA CON 4800 mts.	1	0,30	SUELO VEGETAL GRAVA ARCILLOSA POCO HUMEDA CON FRAGMENTOS CHICOS AISLADOS MUY COMPACTA Y DE COLOR BLANCO AMARILLENTO (GC-GP)	DESPALME	1,03	0,98	0,93	100-00-00
	2	INDEF						40-60-00
				OBSERVACIONES				
LARGO	ANCHO	ALTURA	VOLUMEN APROVECHABLE					
250	200	2	m ³ 100.000					
CROQUIS DE LOCALIZACION								

Figura 4.35. Banco denominado "Sin Nombre" aprobado por la SCT.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes



Facultad de Ingeniería
 División de Ingenierías Civil y Geomática
 Capítulo IV. Proyecto y construcción de un caso de aplicación

CAMINO: CD. VALLES - TAMPICO TRAMO: TAMUIN - EBANO SUBTRAMO: DEL KM.29+600 AL KM.59+000 ORIGEN: CD. VALLES, S.L.P.	
---	--

UBICACION		ESTRATO		CLASIFICACION S.U.C.S.	TRATAMIENTO PROBABLE	DENOMINACION			CLASIFICACION PRESUPUESTO	
		No.	ESPESOR			COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA	BANDEADO	SIN NOMBRE 2		
KM. 46+440 DESV. DERECHA CON 350 mts.	1	0,28	SUELO VEGETAL GRAVA ARCILLOSA POCO HUMEDA CON FRAGMENTOS CHICOS AISLADOS MUY COMPACTA Y DE COLOR BLANCO AMARILLENTO (GC-GP)	DESPALME	90%	95%	100%	A - B - C 100-00-00 40-60-00		
	2	INDEF			1,03	0,98	0,93			
OBSERVACIONES										
LARGO	ANCHO	ALTURA	VOLUMEN APROVECHABLE M ³							
250	180	3	135,000							

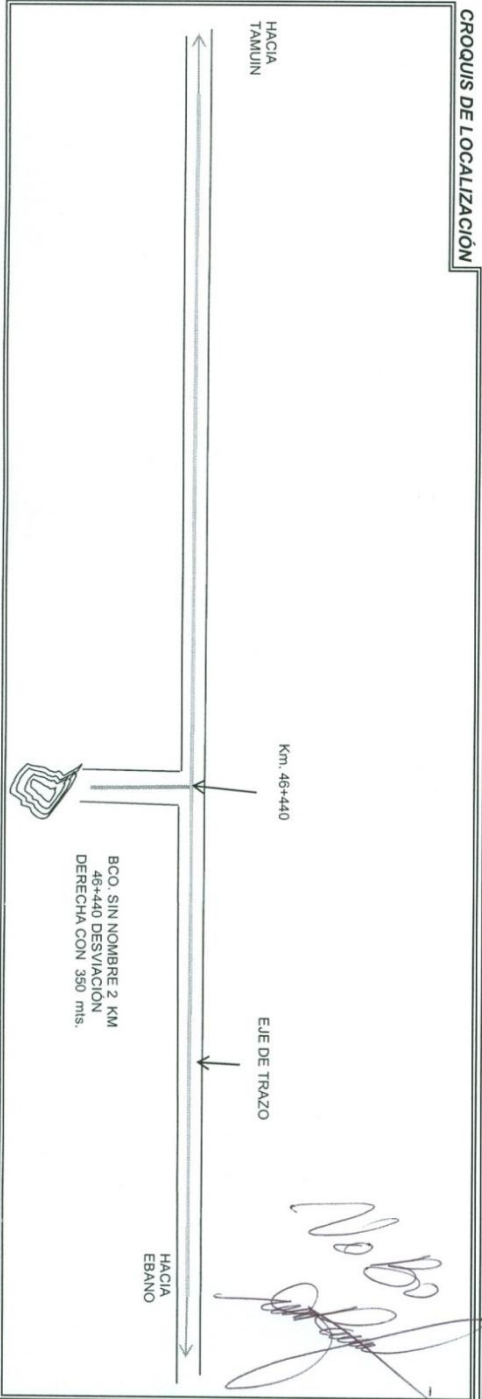


Figura 4.36. Banco denominado "Sin Nombre 2" aprobado por la SCT.
 Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes



CAMINO: CD. VALLES - TAMPICO TRAMO: TAMUJIN - EBANO SUBTRAMO: DEL KM.29+600 AL KM.59+000 ORIGEN: CD. VALLES, S.L.P.			
PRESTAMO DE MATERIALES PARA: CPO. DE TERRAPLEN, CAPA DE TRANSICION Y SUBRASANTE			
UBICACION KM. 29+600 DESV. ATRAS CON 20100 mts.	ESTRATO No. ESPESOR		CLASIFICACION S.U.C.S. SUELO VEGETAL GRAVA ARCILLOSA PRODUCTO DEL DESPERDICIO DE LA TRITURACION DE ROCA CALIZA COMPACTA Y DE COLOR BLANCO
	1	0,25	
	2	INDEF	
		TRATAMIENTO PROBABLE DESPALME	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMETRICA 90% 95% 100% BANDEADO
			1,08 1,03 0,98
			CLASIFICACION PRESUPUESTO A - B - C 100-00-00 40-60-00
OBSERVACIONES			
LARGO 300	ANCHO 300	ALTURA 5	VOLUMEN APROVECHABLE M ³ 450.000
CROQUIS DE LOCALIZACION			

Figura 4.37. Banco denominado "Palmillas" aprobado por la SCT.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes



Ingeniería de tránsito

El conocimiento del volumen y tipo de vehículos que circulan en la red de carreteras, permite determinar el grado de ocupación y las condiciones en que opera cada segmento de la red; el análisis de su evolución histórica es fundamental para definir las tendencias de su crecimiento y para planear con oportunidad las acciones que se necesitan para evitar que alguno de sus tramos deje de prestar el nivel de servicio que demanda el tránsito usuario.

Datos viales editados por la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Las actividades que realiza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para profundizar en el conocimiento del transporte carretero nacional, incluyen la operación de un sistema de conteo vehicular, que permite conocer anualmente los volúmenes y la clasificación del tránsito que circula por la red carretera.

Dado que el valor de esta información trasciende el ámbito de trabajo de la propia Secretaría, los datos recopilados se ponen a disposición de los interesados, a través del Libro Datos Viales que edita la Dirección General de Servicios Técnicos.

Para facilitar su consulta, la información se presenta en dos secciones. La primera contiene lo correspondiente a los volúmenes de tránsito en la Red Nacional de Carreteras Pavimentadas, agrupados por entidad federativa, mientras que la segunda presenta los flujos vehiculares registrados en las casetas de cobro de las Autopistas y Puentes de Cuota, bajo el título de Volúmenes de Tránsito registrados en las Estaciones Permanentes de conteo de vehículos.

Asimismo, a partir del 2011, debido al natural crecimiento de la Red Carretera Nacional y su consecuente modernización en términos de un mayor número de carriles motivado por una mayor demanda del tránsito, se identificaron del orden de 1,500 sitios donde fue necesaria la adecuación de la instrumentación utilizada para la recopilación del volumen y la composición vehicular.

En el sitio web de la Dirección General de Servicios Técnicos se obtiene la siguiente información:



Facultad de Ingeniería
División de Ingenierías Civil y Geomática
Capítulo IV. Proyecto y construcción de un caso de aplicación

2 CARR : CD. VALLES - TAMPICO

CLAVE: 00138

RUTA : MEX-070

AÑO : 2006

L U G A R	E S T A C I O N				C L A S I F I C A C I O N V E H I C U L A R E N P O R C I E N T O													
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	E	D	
CD. VALLES	0.00	3	0	6525	84.6	2.3	5.4	2.7	1.7	2.0	0.0	1.3	85	2	13	0.105	0.502	
T. DER. SANTA ELENA	15.25	3	0	6043	81.8	2.5	5.4	2.9	2.1	2.3	1.4	1.6	81	3	16	0.118	0.524	
TAMUIN	29.60	1	0	4697	80.4	2.6	4.0	3.8	2.0	5.1	0.1	2.0	80	3	17	0.104	0.508	
EBANO	79.00	1	0	4908	82.1	2.6	5.4	2.3	1.8	3.2	0.0	2.6	82	3	15	0.101	0.505	
EBANO	79.00	3	0	5136	84.2	2.2	4.9	3.0	1.6	2.0	0.0	2.1	84	2	14	0.106	0.501	
LIM. EDOS. TERM. S.L.P. PPIA. VER.	83.00			0														
T. DER. PANUCO	103.00	1	0	5433	80.6	2.5	5.6	4.1	1.7	2.5	1.9	1.1	80	3	17	0.083		
T. DER. PANUCO	103.00	3	0	5793	83.2	2.5	6.4	3.3	1.8	1.2	0.5	1.1	83	3	14	0.103		
T.C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	1	0	8399	79.9	4.5	5.5	2.6	2.4	2.6	1.3	1.2	79	5	16	0.093		
T.C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	1	6219	81.1	3.5	6.0	2.7	1.6	2.3	1.4	1.4	81	4	15	0.089	0.512	
T.C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	2	6529	81.9	3.9	5.4	2.6	1.8	1.3	1.5	1.6	82	4	14	0.078	0.512	
LIM. EDOS. TERM. VER. PPIA. TAMP.	133.80			0														
TAMPICO	138.00	1	0	12305	81.6	4.1	5.3	2.4	1.6	2.5	1.4	1.1	82	4	14	0.068		

2 CARR : CD. VALLES - TAMPICO

CLAVE: 00138

RUTA : MEX-070

AÑO : 2007

L U G A R	E S T A C I O N				C L A S I F I C A C I O N V E H I C U L A R E N P O R C I E N T O													
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	E	D	
CD. VALLES	0.00	3	0	7341	83.8	2.4	5.4	2.9	2	2.1	1.3	0.1	83.8	2.4	13.8	0.078	0.501	
T. DER. SANTA ELENA	15.25	3	0	5826	83	2.6	5.6	2.8	2.1	2.3	1.5	0.1	83	2.6	14.4	0.079	0.502	
TAMUIN	29.60	1	0	5242	73.7	2.5	2.7	3.6	5.9	2.9	6.5	2.2	73.7	2.5	23.8	0.083	0.515	
EBANO	79.00	1	0	7508	79.6	3	0.4	1.2	6.8	2.4	4.6	2	79.6	3	17.4	0.086	0.501	
EBANO	79.00	3	0	5686	83.3	2.6	4.6	2.9	1.9	2.3	2.3	0.1	83.3	2.6	14.1	0.076	0.501	
LIM. EDOS. TERM. S.L.P. PPIA. VER.	83.00			0														
T. DER. PANUCO	103.00	1	0	3864	89.4	2.8	1	1.1	3	0.6	0.9	1.2	89.4	2.8	7.8	0.093	0.502	
T. DER. PANUCO	103.00	3	0	3407	87.7	3.1	3.1	0.8	2.6	0.6	0.7	1.4	87.7	3.1	9.2	0.107	0.502	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	1	0	8426	85.4	4.6	4	2.1	1.6	1.1	0.4	0.8	85.4	4.6	10	0.103	0.5	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	1	6956	73.8	3.4	3.8	1.7	6.2	4.1	2.1	4.9	73.8	3.4	22.8	0.104	0.5	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	2	6948	79.2	3.1	4.1	0.9	5.1	2.7	1.3	3.6	79.2	3.1	17.7	0.111	0.5	
LIM. EDOS. TERM. VER. PPIA. TAMP.	133.80			0														
TAMPICO	138.00	1	0	13542	66.8	4.2	3.3	2.3	7.4	2.9	10	3.1	66.8	4.2	29	0.07	0.501	

5 CARR : CD. VALLES - TAMPICO

CLAVE: 00138

RUTA : MEX-070

AÑO : 2008

L U G A R	E S T A C I O N				C L A S I F I C A C I O N V E H I C U L A R E N P O R C I E N T O													
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	E	D	
CD. VALLES	0.00	3	0	6974	78.7	2.5	1.5	0.2	5.8	1.4	2.2	7.7	78.7	2.5	18.8	0.106	0.550	
T. DER. SANTA ELENA	15.25	3	0	6620	83.2	2.8	5.5	2.7	2.0	2.2	1.5	0.1	83.2	2.8	14.0	0.075	0.507	
TAMUIN	29.60	1	0	5475	76.9	3.8	4.0	2.4	3.9	1.8	2.0	5.2	76.9	3.8	19.3	0.102	0.505	
EBANO	79.00	1	0	8499	79.2	3.6	0.3	1.2	6.8	2.3	4.7	1.9	79.2	3.6	17.2	0.081	0.502	
EBANO	79.00	3	0	5241	83.3	2.7	4.9	2.9	1.8	2.1	2.2	0.1	83.3	2.7	14.0	0.091	0.502	
LIM. EDOS. TERM. S.L.P. PPIA. VER.	83.00			0														
T. DER. PANUCO	103.00	1	0	4076	89.5	2.7	1.0	1.1	3.0	0.6	0.9	1.2	89.5	2.7	7.8	0.095	0.503	
T. DER. PANUCO	103.00	3	0	3733	88.8	2.9	2.8	0.7	2.5	0.5	0.6	1.2	88.8	2.9	8.3	0.107	0.500	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	1	0	8917	86.0	4.8	3.7	1.9	1.4	1.0	0.4	0.8	86.0	4.8	9.2	0.120	0.501	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	1	6428	72.0	4.3	3.6	1.9	6.2	3.3	5.0	3.7	72.0	4.3	23.7	0.081	0.500	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	2	6423	70.6	4.6	3.0	1.7	6.4	4.0	5.0	4.7	70.6	4.6	24.8	0.077	0.500	
LIM. EDOS. TERM. VER. PPIA. TAMP.	133.80			0														
TAMPICO	138.00	1	0	14815	73.5	2.4	2.0	1.5	7.5	2.7	5.7	4.7	73.5	2.4	24.1	0.067	0.501	

5 CARR : CD. VALLES - TAMPICO

CLAVE: 00138

RUTA : MEX-070

AÑO : 2009

L U G A R	E S T A C I O N				C L A S I F I C A C I O N V E H I C U L A R E N P O R C I E N T O													
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	E	D	
CD. VALLES	0.00	3	0	6980	84.9	2.3	1.1	1.2	4.8	1.4	3.2	1.1	84.9	2.3	12.8	0.073	0.500	
T. DER. SANTA ELENA	15.25	3	0	6804	83.8	2.3	0.9	1.3	6.0	1.2	3.5	1.0	83.8	2.3	13.9	0.070	0.505	
TAMUIN	29.60	1	0	5549	82.3	2.8	1.1	1.2	5.7	1.3	4.6	1.0	82.3	2.8	14.9	0.075	0.508	
EBANO	79.00	1	0	9119	83.4	3.1	1.0	1.1	4.5	1.2	4.5	1.2	83.4	3.1	13.5	0.071	0.504	
EBANO	79.00	3	0	5191	83.7	2.9	0.8	1.3	4.5	1.6	3.9	1.3	83.7	2.9	13.4	0.071	0.504	
LIM. EDOS. TERM. S.L.P. PPIA. VER.	83.00			0														
T. DER. PANUCO	103.00	1	0	4301	83.6	2.7	1.0	1.2	5.1	1.5	3.8	1.1	83.6	2.7	13.7	0.068	0.510	
T. DER. PANUCO	103.00	3	0	3678	76.6	3.9	2.7	0.7	6.6	2.6	4.6	2.3	76.6	3.9	19.5	0.094	0.500	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	1	0	6231	72.2	4.8	3.7	1.9	5.5	3.1	5.0	3.8	72.2	4.8	23.0	0.067	0.509	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	1	6276	71.2	4.4	3.3	1.8	6.3	3.7	5.0	4.3	71.2	4.4	24.4	0.068	0.504	
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	2	6372	71.2	4.5	3.4	1.7	6.3	3.8	5.0	4.1	71.2	4.5	24.3	0.071	0.504	
LIM. EDOS. TERM. VER. PPIA. TAMP.	133.80			0														
TAMPICO	138.00	1	0	14976	73.4	2.5	2.0	1.5	7.5	2.8	5.6	4.7	73.4	2.5	24.1	0.071	0.502	



5 CARR: CD. VALLES - TAMPICO				CLAVE: 00138										RUTA: MEX-070				AÑO: 2010	
LUGAR	ESTACION			CLASIFICACION VEHICULAR EN PORCIENTO										COORDENADAS					
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	K'	D	LATITUD	LONGITUD
CD. VALLES	0.00	3	0	8254	77.0	5.0	4.9	6.5	3.2	2.1	1.0	0.3	77.0	5.0	18.0	0.085	0.503	21.976010	-98.959224
T. DER. SANTA ELENA	15.25	3	0	7275	77.2	5.2	4.7	6.5	3.1	2.1	0.9	0.3	77.2	5.2	17.6	0.066	0.501	21.961420	-98.877242
TAMUIN	29.60	1	0	5627	81.5	3.8	4.1	4.1	2.4	2.1	1.6	0.4	81.5	3.8	14.7	0.078	0.506	21.995327	-98.780067
EBANO	79.00	1	0	9609	76.1	5.8	5.3	2.9	4.7	2.8	2.2	0.2	76.1	5.8	18.1	0.075	0.506	22.204314	-98.405376
EBANO	79.00	3	0	5419	75.9	6.0	5.1	2.9	4.8	2.8	2.3	0.2	75.9	6.0	18.1	0.063	0.510	22.211433	-98.359856
LIM. EDOS. TERM. S.L.P. PPIA. VER.	83.57																		
T. DER. PANUCO	103.00	1	0	4927	76.7	5.9	4.8	2.8	4.4	2.9	2.3	0.2	76.7	5.9	17.4	0.068	0.524	22.155961	-98.154669
T. DER. PANUCO	103.00	3	0	6163	76.6	5.8	4.9	3.0	4.5	2.7	2.3	0.2	76.6	5.8	17.6	0.075	0.508	22.159426	-98.148012
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	1	0	7199	82.7	5.2	2.8	2.1	3.3	1.5	2.1	0.3	82.7	5.2	12.1	0.071	0.512	22.213459	-97.953828
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	1	6308	83.3	5.0	2.8	1.9	3.2	1.4	2.1	0.3	83.3	5.0	11.7	0.067	0.504	22.216457	-97.941442
T. C. ANAHUAC - EL PRIETO	128.40	3	2	6413	82.5	5.1	2.9	2.1	3.4	1.5	2.2	0.3	82.5	5.1	12.4	0.067	0.504	22.216457	-97.941442
LIM. EDOS. TERM. VER. PPIA. TAMPS.	133.81																		
TAMPICO	138.00	1	0	15214	83.6	4.6	2.7	2.0	3.4	1.3	2.1	0.3	83.6	4.6	11.8	0.056	0.509	22.226269	-97.873854

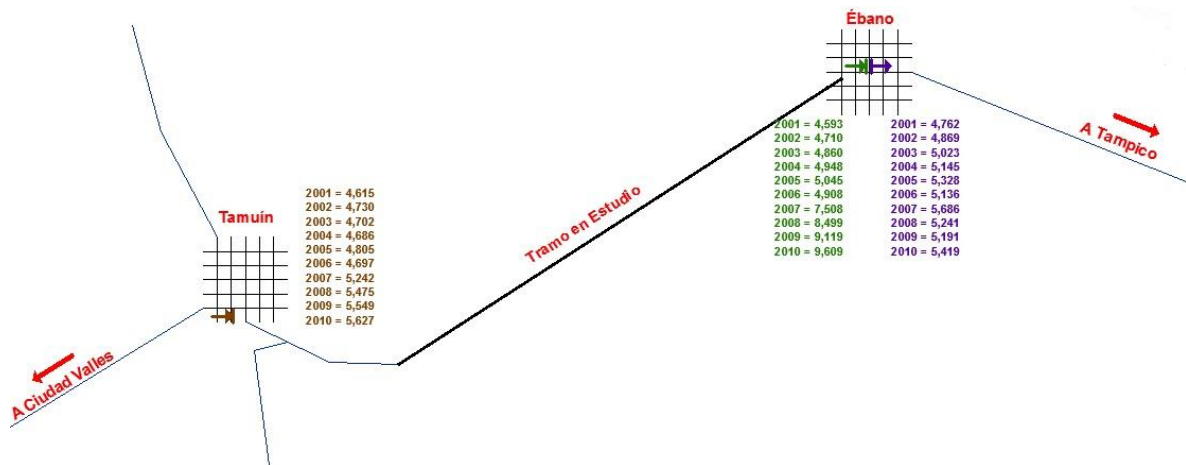


Figura 4.38. Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) 2001-2010.

Fuente: Elaboración propia con Información de los Libros de Datos Viales de la Dirección General de Servicios Técnicos-SCT

Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA)

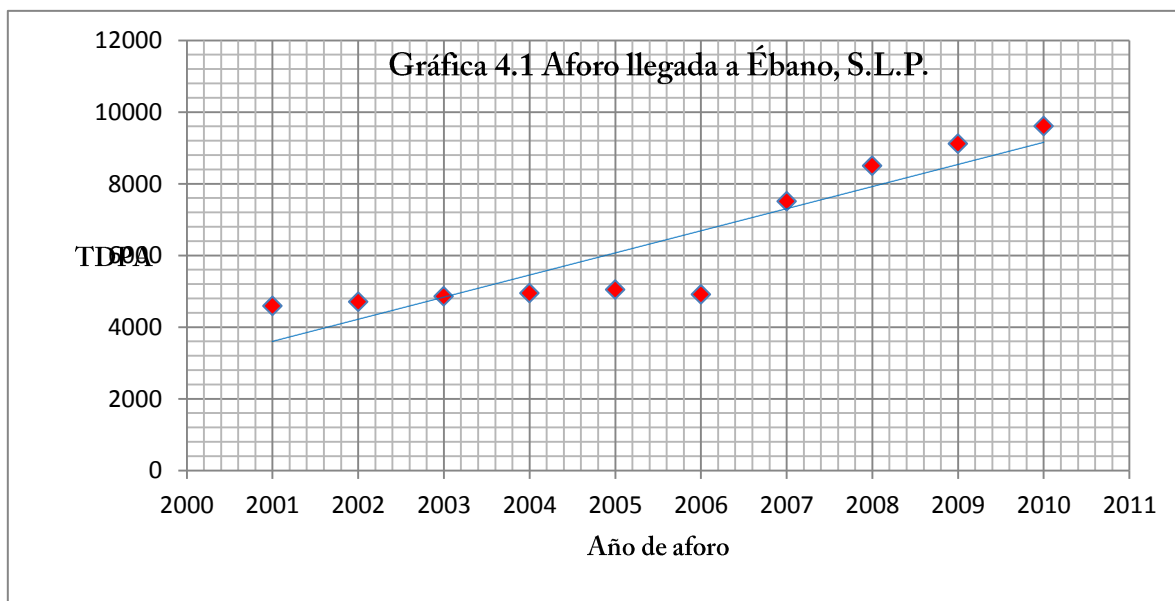
La Dirección General de Carreteras de la SCT determinó un Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) de 10 000 vehículos en ambos sentidos del camino para el año 2010, esto se realizó al observar la tendencia de crecimiento en los aforos que han sido registrados por parte de la Dirección General de Servicios Técnicos de la misma Dependencia de Gobierno.

Tasa de crecimiento anual

A pesar de que la tendencia de crecimiento observado en los aforos registrados a partir del año 2001 al 2009 no concuerda del todo con lo autorizado, cabe mencionar que tal asunto tiene una explicación lógica. El país ha presentado un crecimiento económico anual alrededor del 4% al 5%. La Gráfica 4.1 muestra el método de



mínimos cuadrados para ajustar la tendencia de puntos a una línea, obteniendo de tal manera una tasa de crecimiento que puede o no ser representativa del comportamiento en los aforos.



Fuente: Propia

La ecuación de la recta que se ajusta a la tendencia de los puntos es la siguiente:

$$TDPA = 616.64(Año) - 1'230,270 \text{ ---- (4.14)}$$

Observando la ecuación 4.1, correspondiente a la tendencia de la línea ajustada, se deduce que la tasa de crecimiento será del 62% aproximadamente, situación que no es lógica ni real en el tramo debido a diversas razones, muy probablemente se trata de años de crecimiento anormal del tránsito derivado de la construcción o modernización de carreteras que van por la misma ruta. En este sentido la SCT decidió proponer una tasa de crecimiento, $i=5.0\%$, de acuerdo a las experiencias en tramos cercanos a la zona.

Composición vehicular

Una vez deducido el TDPA y la tasa de crecimiento anual, i , hace falta únicamente indicar cuál es la composición vehicular característica del tramo estudiado. Tal dato se analizó de la siguiente manera: se conoce que los vehículos clasificados como B y C son lo que más daño causan a la estructura de pavimento por tener una peso bruto vehicular mayor, por lo tanto, de las publicaciones de 2001 a 2009 se busca la que tenga menor porcentaje de vehículos tipo A y mayor en C, asegurando con tal hecho mayores solicitudes a la estructura de pavimento al momento de diseñarla. A continuación se anota la clasificación vehicular autorizada por la SCT y que es la que se registró para el año 2010.

A= 75.9



B= 6.0
C2= 5.1
C3= 2.9
T3S2= 4.8
T3S3= 2.8
T3S2R3= 0.2
T3S2R4= 2.3

Diseño de la estructura de pavimento

El diseño de pavimento se realiza después de haber analizado todos los resultados de las pruebas de laboratorio del terreno de cimentación, así mismo antes ya se realizó el estudio de tránsito de la zona en cuestión y además se conocen las propiedades de los materiales con los que se construirá la carretera, desde los bancos de materiales para terracerías así como el o los de pavimento.

A lo largo de la historia de los caminos se han desarrollado varios métodos de diseño de la estructura del pavimento, sin embargo aquí únicamente se mostraran dos, el que se refiere al Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM y el Método de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Método del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México

El método (DISPAV-5) está basado en el extenso programa de investigación patrocinado por la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, y el Instituto de Ingeniería, UNAM. Los conceptos generales, desarrollados en las investigaciones realizadas de 1965 a la fecha (informes 325 y 444) son compatibles con el nuevo método de diseño, que incluye tanto carreteras de altas especificaciones como carreteras normales.

El método comprende los dos modelos mecanicistas establecidos en el informe 325: a) deformación permanente y (b) fatiga. En lo que se refiere a fatiga de las capas asfálticas se considera la investigación internacional así como la realizada en el Instituto, de 1985 a la fecha, en la cual se basan las ecuaciones de fatiga. Para el cálculo de fatiga, los esfuerzos y deformaciones unitarias se estiman con el programa CHEV5, que es una modificación del II del programa CHEV4, desarrollado por la compañía petrolera CHEVRON.

El CHEV4 fue proporcionado al II en 1977 por el NITRR de Sudáfrica (M.- P4). Se agradece la colaboración recibida en el desarrollo de este método por numerosas instituciones, nacionales y extranjeras, y en especial se señala el apoyo y patrocinio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, y del Instituto de Ingeniería, UNAM.



El programa permite:

1. **Diseñar de acuerdo con los lineamientos fijados.**
2. Revisar diseños específicos que proponga el proyectista

Introduzca su opción, anotando el número y presionando intro: **1**

El programa tiene dos opciones de diseño, según el tipo de camino.

1. **Caminos de altas especificaciones, en los que se desea conservar un nivel de servicio alto al final de la vida de proyecto (1.2 cm de deformación en la rodada y agrietamiento ligero a medio).**
2. Caminos normales en los que se permiten deformaciones del orden de 2.5 cm en la rodada y agrietamiento medio a fuerte, al final de la vida de proyecto.

Introduzca el número correspondiente al tipo de camino: **1**

Se requiere conocer el tránsito en el carril de proyecto en millones de ejes estándar (ejes sencillos de 8.2 toneladas). Tiene dos opciones:

1. Si conoce el tránsito de proyecto, introducirlo directamente.
2. **Calcularlo a partir del tránsito mezclado.**

Introduzca el número correspondiente a su elección: **2**

Introduzca los siguientes datos:

TDPA en el carril de proyecto (en vehículos): 4000

Tasa de crecimiento anual del tránsito (en %): 5

Periodo de proyecto, en años: 15

Se necesita conocer el tipo de camino

1. **Tipo A o B**
2. Tipo C
3. Tipo D

Introduzca el número correspondiente: **1**

Se requiere conocer la composición del tránsito, introduzca el porcentaje de cada tipo de vehículo.

Automóvil	Tracto camión articulado
A : 75.9	T2-S1 : 0.0
Autobus	T2-S2 : 0.0
B2 : 6.0	T3-S2 : 4.8
B3 : 0.0	T3-S3 : 2.8
B4 : 0.0	Tracto camión doblemente articulado



Camión unitario	T2-S1-R2 : 0.0
C2 : 5.1	T3-S1-R2 : 0.0
C3 : 2.9	T3-S2-R2 : 0.0
Camión remolque	T3-S2-R3 : 0.2
C2-R2 : 0.0	T3-S2-R4 : 2.3
C3-R2 : 0.0	T3-S3-S2 : 0.0
C3-R3 : 0.0	
C2-R3 : 0.0	

Los vehículos tipo A se supone que siempre están cargados. Los autobuses y vehículos de carga (tipos B, C y T), pueden circular vacíos en un cierto porcentaje de casos. Se requiere conocer el porcentaje de camiones cargados en el carril de proyecto.

Se tienen dos opciones:

1. Emplear un porcentaje de vehículos cargados aplicable a todos los vehículos comerciales (un porcentaje promedio).
2. Emplear un porcentaje de vehículos cargados para cada tipo de vehículo.

Introduzca la opción que desea aplicar (1 o 2): **1**

En ausencia de información más confiable se sugiere emplear una proporción de camiones cargados entre 60 y 80%, (entre 40 y 20% de camiones vacíos).

Introduzca la proporción de camiones cargados que juzgue correcta (%): **80**

Se indican las cargas máximas legales por eje, en toneladas, según aparecen en el decreto publicado el 7 de enero de 1997 (en algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo). Puede modificarlas de acuerdo con su proyecto.

* Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas

Presión de inflado en condiciones de servicio, 6 kg/cm²

Autobús B2

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Sencillo
Carga*	6.5	11.0

Camión C2

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Sencillo
Carga*	6.5	11.0



Camión C3

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Doble
Carga*	6.5	19.5

Camión T3-S2

Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Doble
Carga*	6.5	19.5	18.0

Camión T3-S3

Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Triple
Carga*	6.5	19.5	22.5

Camión T3-S2-R3

Eje	1	2	3	4	5
Tipo	Sencillo	Doble	Doble	Sencillo	Doble
Carga*	5.4	16.2	15.0	15.0	15.0

Camión T3-S2-R4

Eje	1	2	3	4	5
Tipo	Sencillo	Doble	Doble	Doble	Doble
Carga*	5.7	17.1	15.7	8.8	15.7

COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHICULO CARGADO

Autobús B2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	1.28	2.11	3.55	4.69	5.01	5.14
TOTAL	2.40	2.73	3.93	4.99	5.29	5.41



Camión C2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	1.28	2.11	3.55	4.69	5.01	5.14
TOTAL	2.40	2.73	3.93	4.99	5.29	5.41

Camión C3

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.50	3.30	3.34	4.34	4.61	4.72
TOTAL	3.62	3.92	3.71	4.63	4.89	4.99

Camión T3-S2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.50	3.30	3.34	4.34	4.61	4.72
3	2.46	2.78	2.42	2.87	2.98	3.03
TOTAL	6.08	6.70	6.13	7.50	7.87	8.02

Camión T3-S3

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.50	3.30	3.34	4.34	4.61	4.72
3	3.52	2.70	2.41	2.86	2.98	3.02
TOTAL	7.14	6.62	6.13	7.49	7.87	8.01



Camión T3-S2-R3

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.04	0.36	0.16	0.11	0.10	0.10
2	2.40	2.17	1.56	1.65	1.68	1.68
3	2.34	1.80	1.12	1.10	1.10	1.10
4	1.34	3.60	11.47	22.60	26.69	28.40
5	2.34	1.80	1.12	1.10	1.10	1.10
TOTAL	9.47	9.73	15.43	26.57	30.66	32.38

Camión T3-S2-R4

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.07	0.42	0.20	0.15	0.14	0.13
2	2.43	2.47	1.96	2.19	2.25	2.28
3	2.38	2.01	1.37	1.40	1.41	1.42
4	1.88	0.38	0.10	0.06	0.06	0.06
5	2.38	2.01	1.37	1.40	1.41	1.42
TOTAL	10.13	7.30	4.99	5.21	5.27	5.29

Tránsito de proyecto en millones de ejes estándar para una profundidad de:

Z = 5 cm	Z = 15 cm	Z = 30 cm	Z = 60 cm	Z = 90 cm	Z = 120 cm
31.7	28.4	29.3	36.2	38.2	39.0

Se sugiere emplear el tránsito de proyecto determinado a 15 y 90 cm para diseño por fatiga y deformación permanente, respectivamente.

Pero usted puede tomar la profundidad más adecuada a su proyecto.

¿Acepta la sugerencia? (s/n) **n**

Tránsito de proyecto en millones de ejes estándar para una profundidad de:

Z = 5 cm	Z = 15 cm	Z = 30 cm	Z = 60 cm	Z = 90 cm	Z = 120 cm
31.7	28.4	29.3	36.2	38.2	39.0

Tiene seis opciones, correspondientes a las profundidades de cálculo:

1. 5 cm
2. 15 cm
3. 30 cm
4. 60 cm



5. 90 cm

6. 120 cm

Introduzca el número correspondiente a su elección en daño superficial: 1

Introduzca el número correspondiente a su elección en daño profundo: 6

El tránsito de proyecto, en millones de ejes estándar, es:

(a) Por fatiga en las capas estabilizadas: 31.7

(b) Por deformación en capas no estabilizadas: 39.0

El programa permite analizar pavimentos que contengan algunas de las siguientes capas (o todas ellas).

1. Carpeta

2. Base granular

3. Sub-base

4. Subrasante

5. Terracería

Introduzca el número de capas de que consta el pavimento: 4

Introduzca el número de la capa que no se encuentra en el pavimento: 3

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez	Poisson
Carpeta			30000	0.35
Base granular	100	100	3265	0.35
Subrasante	30	20	1406	0.45
Terracería	3	3	310	0.45

El método permite elegir el nivel de confianza del proyecto. Se sugiere emplear un nivel de confianza de 85%, pero puede emplear otro nivel (entre 50 y 99%).

Quiere cambiar el nivel sugerido? (s/n) s

Introduzca el nivel de confianza que prefiere (50 <= NIV <= 99):90

Datos y resultados del diseño (Propuesta mía)

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 90 %

Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	8.0		30000	0.35	> 150	
Base asfáltica	12.0		27000	0.35	31.5	
Base granular	21.0	100.0	3265	0.35	> 150	
Subrasante	100.0	30.0	1406	0.45	52.0	
Terracería	Semi-inf	3.5	310	0.45	95.1	



	Vida previsible	Tránsito proyecto
Deformación	52.0	39.0
Fatiga	31.5	31.7

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto el diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

Datos y resultados del diseño (Diseño autorizado)

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 90 %

Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible Def Fatiga
Carpeta	8.0		30000	0.35	> 150
Base asfáltica	12.0		27000	0.35	34.0
Base granular	25.0	100.0	3265	0.35	> 150
Subrasante	80.0	30.0	1406	0.45	101.1
Terracería	Semi-inf	3.5	310	0.45	29.6

	Vida previsible	Tránsito proyecto
Deformación	29.6	39.0
Fatiga	34.0	31.7

El diseño no es adecuado.

Sin embargo, en el proyecto proporcionado por la SCT se observa que el VRS crítico empleado en el diseño de la estructura de pavimento es del 5.0%, por lo tanto se procede a revisar la estructura autorizada con los datos originales.

Revisión con VRS crítico de 5%

El programa permite

1. Diseñar de acuerdo con los lineamientos fijados.
2. Revisar diseños específicos que proponga el proyectista

Introduzca su opción, anotando el número y presionando intro: 2

El programa tiene dos opciones de diseño, según el tipo de camino.

1. Caminos de altas especificaciones, en los que se desea conservar un nivel de servicio alto al final de la vida de proyecto (1.2 cm de deformación en la rodada y agrietamiento ligero a medio).
2. Caminos normales en los que se permiten deformaciones del orden de 2.5 cm en la rodada y agrietamiento medio a fuerte, al final de la vida de proyecto.

Introduzca el número correspondiente a su tipo de camino: 1



El programa permite analizar pavimentos que contengan algunas de las siguientes capas, hasta un máximo de cinco de ellas.

1. Carpeta
2. Base asfáltica
3. Base granular
4. Sub-base
5. Subrasante
6. Terracería

Introduzca el número de capas de que consta el pavimento: 5

Introduzca el número de la capa que no se encuentra en el pavimento: 4

Datos del proyecto

Camino de altas especificaciones.

Capa	Espesor (cm)	Módulo (kg/cm ²)	VRSz (%)	Rel de Poisson	Coef de equiv.
Carpeta	8.0	30,000		0.35	2.09
Base asfáltica	12.0	27,000		0.35	2.02
Base granular	25.0	3,265	100	0.35	1.00
Subrasante	80.0	1,406	30	0.45	1.00
Terracería	Semi-inf	401	5	0.45	

El método permite elegir el nivel de confianza del proyecto, entre 50 y 95%. Se sugiere un nivel de confianza de 85%. ¿Quiere cambiar el nivel sugerido? (s/n) s

Introduzca el nivel de confianza del proyecto (50 a 99) 90

Datos y resultados del diseño (Diseño autorizado con variables empleadas)

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 90 %

Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible Def Fatiga
Carpeta	8.0		30000	0.35	> 150
Base asfáltica	12.0		27000	0.35	33.9
Base granular	25.0	100.0	3265	0.35	> 150
Subrasante	80.0	30.0	1406	0.45	101.1
Terracería	Semi-inf	3.5	310	0.45	> 150

	Vida previsible	Tránsito proyecto
Deformación	101.1	39.0
Fatiga	33.9	31.7



Método de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Método Estadounidense que se ha adoptado en México para llevar a cabo diseños de estructuras de pavimento, el único detalle es que el ingeniero encargado de proyectar tiene que asegurar antes que el terreno de cimentación sobre el que se desplantará la estructura carretera tiene las condiciones necesarias para soportar todas las cargas y la deformación que se presente sea aceptable, ya que el método únicamente toma en cuenta la falla por fatiga del pavimento.

Cálculo de ejes equivalentes acumulados de 8.2 Ton al final de 15 años de servicio, empleando los coeficientes de daño dados por el propio Método cuando se trata de un pavimento flexible.

Diseño de pavimento Método de la AASHTO

<i>Carretera:</i> Ciudad Valles - Tampico	TDPA = 10,000	CD = 0.50
<i>Tramo:</i> Tamuín - Tampico	n (años) = 15	CC = 0.80
<i>km:</i> Km 34+000 al Km 64+000	r = 0.05	Pt = 2.50
<i>Origen:</i> Pavimento flexible	SN = 4.24	F. crecim. = 21.58

Tipo de camión	Comp. Vehic.	Porcentaje cargado/vacio		Trafico presente	Coeficiente Esal	Esal's anuales	Esal's de diseño
A2	0.759	Cargado	1.00	1,108,140	0.0006	645	13,909
B2	0.060	Cargado	0.80	70,080	3.4237	239,930	5,177,349
		Vacio	0.20	17,520	0.5887	10,314	222,551
C2	0.051	Cargado	0.80	59,568	3.4237	203,941	4,400,747
		Vacio	0.20	14,892	0.0514	766	16,524
C3	0.029	Cargado	0.80	33,872	3.1832	107,821	2,326,626
		Vacio	0.20	8,468	0.0663	561	12,112
T3 - S2	0.048	Cargado	0.80	56,064	5.2419	293,882	6,341,555
		Vacio	0.20	14,016	0.0684	959	20,684
T3 - S3	0.028	Cargado	0.80	32,704	4.4911	146,876	3,169,382
		Vacio	0.20	8,176	0.0665	544	11,732
T3 - S2 - R3	0.002	Cargado	0.80	2,336	6.0977	14,244	307,372
		Vacio	0.20	584	0.0747	44	941
T3 - S2 - R4	0.023	Cargado	0.80	26,864	4.6443	124,766	2,692,263
		Vacio	0.20	6,716	0.0710	477	10,286
Totales				1,460,000		1,145,768	24,724,032



Se prosigue a calcular el SN (Structural Number) requerido por la estructura de pavimento para poder soportar las solicitaciones de repeticiones de carga.

Ecuación AASHTO 93

Tipo de Pavimento: Pavimento flexible Pavimento rígido

Confianza (R) y Desviación estándar (So): 90 % Zi=-1.282 So = 0.45

Serviciabilidad inicial y final: PSI inicial = 4.5 PSI final = 2.5

Módulo resiliente de la subrasante: Mr = 15000 psi

Información adicional para pavimentos rígidos:

Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi): Coeficiente de transmisión de carga - (J):

Módulo de rotura del concreto - Sc (psi): Coeficiente de drenaje - (Cd):

Tipo de Análisis: Calcular SN Calcular W18

Número Estructural: SN = 4.29

W18 = 24724032

Botones: Calcular, Salir

Figura 4.39. Cálculo del Número Estructural mediante Método AASHTO.

Fuente: Guía de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

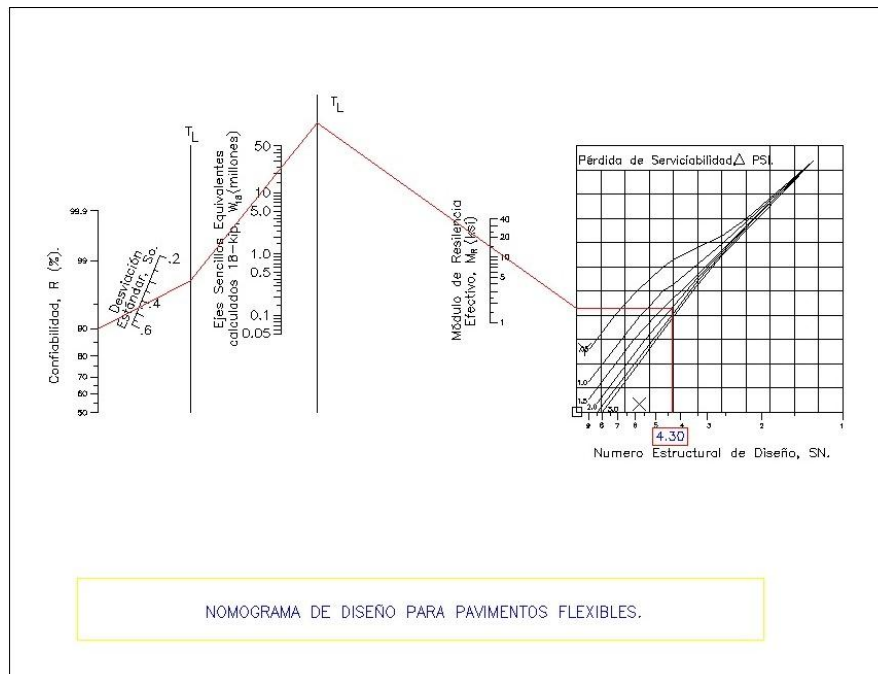


Figura 4.40. Cálculo del Número Estructural mediante Método AASHTO empleando el Nomograma.

Fuente: Guía de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)



Se procede a la obtención de los coeficientes estructurales de la carpeta de concreto asfáltico, Figura 4.41, base asfáltica, Figura 4.42 y base hidráulica, Figura 4.43, de acuerdo a la Guía AASHTO 1993.

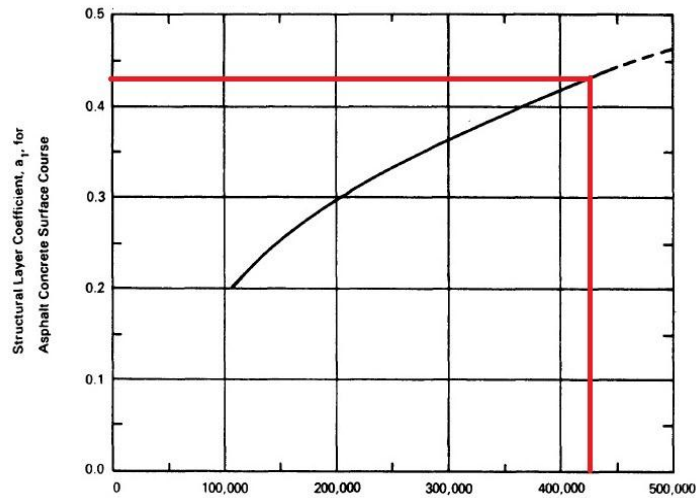


Figura 4.41. Gráfica para estimar el coeficiente estructural de carpeta de concreto asfáltico de granulometría densa a 20°C.

Fuente: Guía de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

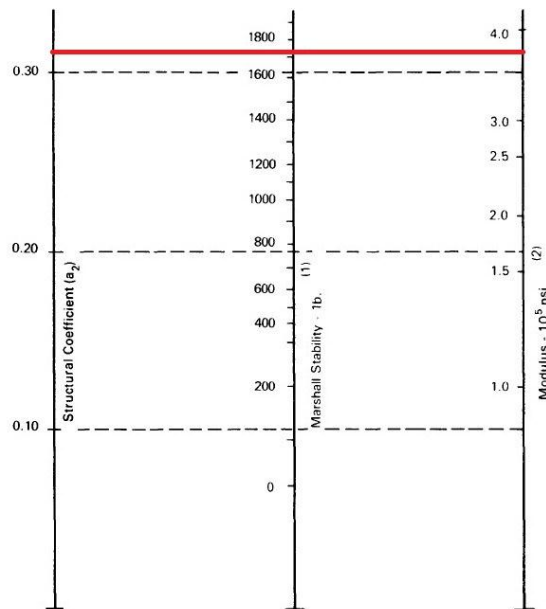


Figura 4.42. Gráfica para estimar el coeficiente estructural de Base tratada con Cemento Asfáltico.

Fuente: Guía de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

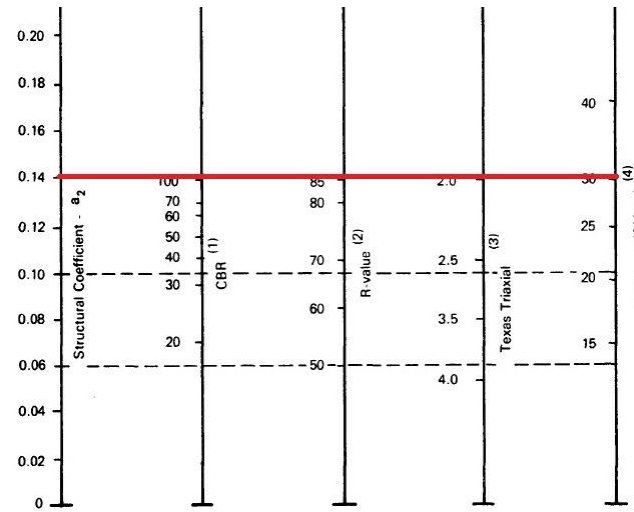


Figura 4.43. Gráfica para estimar el coeficiente estructural de Base Granular.

Fuente: Guía de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Otro parámetro importante en el diseño de estructura de pavimento mediante el Método AASHTO es el coeficiente de drenaje, m_i , para la capa base y subbase, datos que se observan en la tabla 4.1.

Recommended m_i Values for Modifying Structural Layer Coefficients of Untreated Base and Subbase Materials in Flexible Pavements

Quality of Drainage	Percent of Time Pavement Structure is Exposed to Moisture Levels Approaching Saturation			
	Less Than 1%	1-5%	5-25%	Greater Than 25%
Excellent	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Good	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Fair	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Poor	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Very poor	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Tabla 4.1. Coeficiente de drenaje para capa base y subbase.

Fuente: Guía de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Con la ecuación 3.2 se calcula el Número Estructural que soportará la sección de pavimento propuesta.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \text{ -----(4.15)}$$

donde:

$SN \rightarrow$ Número estructural del pavimento propuesto.

$a_i \rightarrow$ Coeficiente estructural de cada capa que contempla la propuesta de pavimento.

$D_i \rightarrow$ Espesor de la capa, en pulgadas.

$m_i \rightarrow$ Coeficiente de drenaje de las capas no tratadas.



A continuación se realiza la revisión de las estructuras diseñadas con el Método del Instituto de Ingeniería de UNAM.

Capa	Espesor cm	Espesor pulgadas	a_i	m_i	SN_i
Carpeta de concreto asfáltico	8	3.15	0.44		1.39
Base asfáltica	12	4.72	0.32		1.51
Base hidráulica	25	9.84	0.14	1.0	1.38
				<i>Total</i>	4.28

Por tanto, se considera una estructura aceptable para soportar las cargas impuestas por el tránsito.

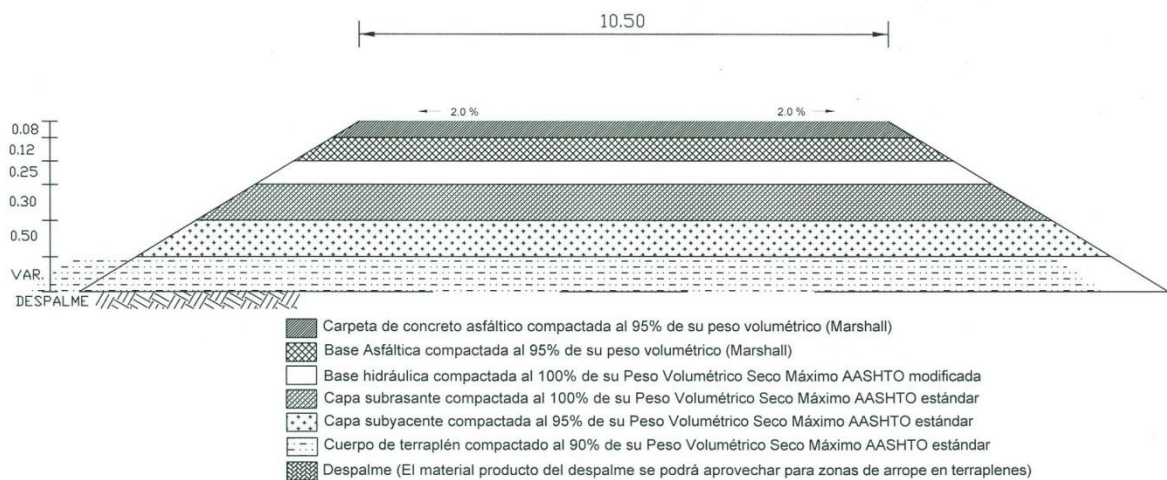


Figura 4.44. Configuración de la estructura de pavimento autorizado.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Proyecto de Pavimento

Comprende los estudios geotécnicos, datos de proyecto, la aplicación de métodos para diseño, procedimiento y materiales para construcción, así como las secciones estructurales y detalles constructivos.

Cantidades de obra

	Concepto	Unidad	Cantidad
1	Base Hidráulica de 0.25m de espesor en zonas de ampliación y modificación	m ³	87,612
2	Barrido en toda la superficie hidráulica	Ha	33
3	Riego de impregnación en talud y superficie de la Base hidráulica con emulsión asfáltica catiónica en proporción de 1.5 lt/m ²	Lt	599,199
4	Riego de liga en la superficie de la Base, para colocación de la Base Asfáltica, con	Lt	203,396



	emulsión asfáltica catiónica en proporción de 0.6 lt/m ²		
5	Base Asfáltica de 0.12 de espesor en zonas de ampliación y modificación	m ³	40,020
6	Cemento asfáltico AC-20 para Base	Kg	5,002,452
7	Riego de liga en la superficie de la Base Asfáltica, para colocación de la Carpeta, con emulsión asfáltica catiónica en proporción de 0.6 lt/m ²	Lt	196,800
8	Carpeta de concreto asfáltico de 0.08 m de espesor	m ³	25,947
9	Cemento asfáltico AC-20 para carpeta	Kg	3,243,348
10	Aditivos	Lt	82,458
11	Riego de sello con material pétreo tipo 3-E en proporción de 10.0 lt/m ²	m ³	3,150
12	Riego de liga en la superficie de la Carpeta, para colocación del Riego de sello tipo 3-E, con emulsión asfáltica catiónica en proporción de 1.3 lt/m ²	Lt	360,800

Obras complementarias

Concepto	Unidad	Cantidad
1. Geomalla tridireccional de polipropileno perforada y extruida, con espesor transversal de 1.5mm y diagonal de 1.8mm, con una rigidez del nodo de 3.1mm, con forma de costilla rectangular y apertura triangular en rollos de 4m ancho X 75m largo (300m ²) o similar para mejoramiento del terreno de sustentación. (P.U.O.T)	m ²	366,660
2. Geomalla uniaxial de polietileno de alta densidad (HDPE) perforada y extruida con resistencia a la tensión ultima de 70kN/m, resistencia de la unión de 66kN/m y rigidez flexural de 730,000mg-cm en rollos de 1.33m de ancho X 76.2 m de largo (101.35m ²) o similar para estabilización de taludes. (P.U.O.T)	m ²	314,200
3. Geomalla biaxial de polipropileno perforada y extruida, con espesor de costilla de 0.76mm, resistencia ultima a la tensión de 12.4kN/m (MD) y 19.0kN/m (XMD), rigidez flexural de 250,000 mg-cm, apertura de 25mm X 33mm en rollos de 4m de ancho X 75m de largo (300m ²) o similar para estabilización de taludes. (P.U.O.T)	m ²	314,200
4. Bordillos de concreto hidráulico, fc=150 kg/cm ² y 138 cm ² de sección. (P.U.O.T)	ml	59,248
5. Lavadero de concreto hidráulico, fc=150 kg/cm ² según proyecto tipo (P.U.O.T)	ml	4,267
6. Cunetas de concreto hidráulico, fc= 200 kg/cm ² según proyecto tipo (P.U.O.T)	ml	1,832
7. Cunetas central de concreto hidráulico, fc= 200 kg/cm ² según proyecto tipo (P.U.O.T)	ml	58,465
8. Cerca para derecho de vía, según proyecto tipo (P.U.O.T)	ml	61,080
9. Geotextil no tejido de polipropileno de 220gr/m ² con resistencia a la tensión (Grab) de 712N, en Rollos de 3.81m de ancho X 109.8m de largo (418.1m ²)	m ²	388,833



Bancos de materiales para pavimento

Por las condiciones del tramo es indispensable contar con material de banco para la construcción de la estructura de pavimento y éste se localiza a 20 100 m atrás del Km 29+600, es decir, el acarreo será de poco más de 20Km, aspecto que afecta directamente en el costo de acarreo. A continuación se presenta el banco considerado en el proyecto proporcionado por la SCT.

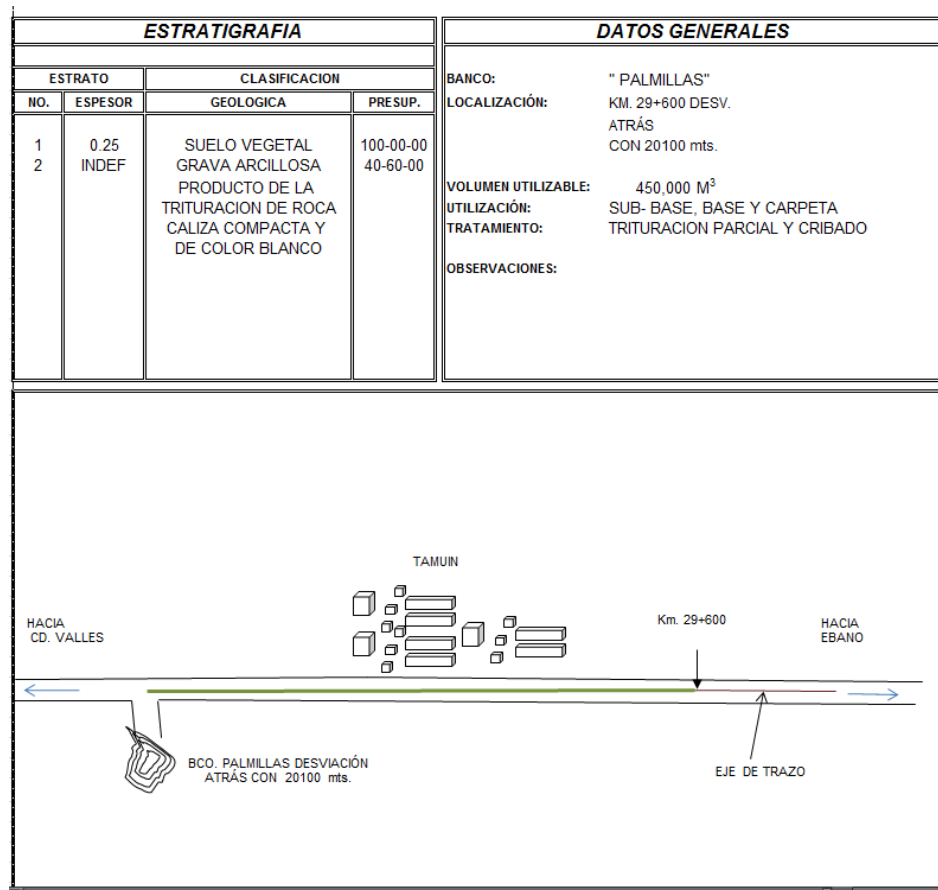


Figura 4.45. Banco de materiales para pavimento.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes



Proceso constructivo

Se refiere a los pasos que se tiene que seguir en la obra para llevar a cabo una correcta ejecución, es importante mencionar que una descripción clara y precisa provocará menores errores en la construcción.

Generalidades

En este proyecto se contempla realizar la construcción de un cuerpo nuevo, paralelo al actual, en el tramo en estudio según proyecto, cabe señalar que el sitio de estudio se encuentra sobre suelos compresibles, por lo cual se contempla la colocación de una geomalla tridireccional la cual funcionara como refuerzo de las terracerías, así como también la colocación de una geomalla uniaxial y biaxial para protección de taludes mejorando con esto también el tendido del mismo, teniendo por consiguiente una disminución de material en la formación de las terracerías así como un acortamiento de la ubicación de los ceros de los mismos, se contempla una sección de ancho de corona de 10.50 m., según proyecto.

La estructura del pavimento nuevo a considerar la conformarán una capa de Base Hidráulica de 0.25 m., Base Asfáltica de 0.12 m., y carpeta de concreto asfáltica de 0.08 m. Para proporcionar un drenaje adecuado, será necesario dar un bombeo del 2% hacia los externos de la sección considerada.

Con objeto de no interrumpir la circulación en la zona de proyecto y de cruces de caminos existentes, se dejara trabajando el camino actual como está funcionando hasta el momento y trabajarse los pequeños desvíos en la zonas de cruces, en ambos casos se colocara el señalamiento a que se hace mención en las Especificaciones cuyas condiciones mínimas se describen en la Normativa para la Infraestructura del Transporte para el caso del Señalamiento Dispositivos para Protección de Obra en cuanto a su ejecución, exceptuando su medición y base de pago que se efectuará por cada pieza de señal colocada y que cumpla con las dimensiones y leyendas que se proporcionan en el croquis respectivo, sin éste señalamiento no se autorizará el inicio de los trabajos; el proponente en sus precios unitarios, deberá considerar lo necesario para la construcción, colocación, movimientos y mantenimiento de dicho señalamiento y reposición en caso de pérdida, como se indica en la Normatividad para la Infraestructura del transporte de ésta Dependencia, que son las que regirán para la ejecución de la obra, ya que se exigirá al Contratista su estricto cumplimiento y no se efectuará ningún pago adicional por dichos conceptos.

Construcción según proyecto

Terracerías

a). Los trabajos de desmonte, despalle y limpieza general del área por construir, se realizarán siguiendo los lineamientos indicados en el proyecto de terracerías correspondiente, despejando los desechos perjudiciales y los materiales inapropiados del sitio, se aconseja minimizar la alteración del terreno natural y dejar las esteras de raíces en su lugar, cortar los troncos y otra vegetación saliente lo más cerca posible de la superficie del suelo,



de así permitirlo se recompactara y/o bandeara ligeramente el terreno para detectar materiales inapropiados. Cuando sea posible, arrastre hacia atrás para allanar los surcos existentes.

b). En el caso de cortes en cajón, una vez efectuado el despalme se abrirá caja cuyas dimensiones deberán estar debidamente indicadas en el proyecto, el piso de corte o caja deberá compactarse al 90% de su PVSM de la prueba AASHTO estándar en una profundidad de 0.20 m o bandearse según sea el caso, para posteriormente proceder a colocar geomallas y geotextiles según indicaciones.

c). Para el caso de terraplenes se construirá el cuerpo de terraplén con altura variable dependiendo de la rasante de proyecto y se compactará al 90% de su PVSM de la prueba AASHTO estándar, se contemplará la colocación de las geomallas y geotextiles según indicaciones.

d). Se colocaran Geomallas uniaxial y biaxial para reforzar los taludes y reducir el pateo de los mismos de ésta manera se reducirán los taludes marcados de 1.5:1 por taludes 1:1 las cuales se colocaran intercaladas geomalla uniaxial, y geomalla biaxial con una separación entre ellas de 25 cm, debiendo de colocarse con un ancho de huella mínima de 2,20m.

Ahora bien para mejorar la superficie de sustentación en cuanto a los requerimientos de resistencia se refiere, se colocara un geotextil no tejido de polipropileno para controlar los finos por debajo de la geomalla tridireccional, misma que tendrá la función mencionada.

Se deberán retirar las partículas angulosas y/o Punzocortantes para no dañar el Geotextil. Posteriormente se colocara el Geotextil evitando dejar pliegues o rugosidades. En caso de que un solo lienzo no cubra toda la superficie requerida se deberá empalmar un segundo lienzo procurando un traslape mínimo de 30 cm, ya sea de forma longitudinal o transversal. Para la colocación del material de relleno (suelo) se recomienda acamellonarlo en uno de los extremos del área cubierta con el Geotextil y extender hacia delante, de manera que las llantas u oruga del equipo no toquen directamente el Geotextil y lo dañe. Posteriormente se procede a compactar el material según las especificaciones del proyecto.

Colocar los rollos de geomalla tridireccional en posición, desenrollando el material en forma manual sobre la superficie preparada como ya se mencionó, con el fin de mejoramiento de terreno natural, esta superficie siempre será deberá considerar el terreno natural, las geomallas tridireccionales se pueden sujetar en su posición para mantener el traslape y la alineación en toda el área de cobertura.

Antes de desenrollar totalmente la geomalla, sujetar el comienzo del rollo, en el centro y las esquinas, a la superficie subyacente.



Sujetar la geomalla tridireccional con pequeñas pilas de relleno de áridos o con arandelas y clavijas. También se pueden utilizar grapas grandes de calibre grueso, colocándolas en el sustrato a través de las aberturas de la malla.

Desenrollar la geomalla. Alinearla y estirarla en forma manual para eliminar las arrugas y la flojedad del tendido, y luego asegurarla.

Traslapes: en caso de que el talud sea de hasta 3 metros llevara una sola malla pero en caso de ser mayor de 3 metros se utilizara un traslape de 30 cm.

Tipo de suelo	CBR	Traslape
Firme	> 3	30 cm

El traslape debe ser en ambos sentidos longitudinal y transversalmente.

Procedimiento: Proceso de Instalación de la geomalla

b.1). Preparación del sitio:

Nivelar y compactar el suelo utilizando un equipo de compactación apropiado. Nivelar o allanar la superficie para un drenaje positivo lejos de la zona de construcción.

Colocar los rollos de geomalla tridireccional en posición, cortar las etiquetas de los rollos y desenrollar el material en forma manual sobre la superficie preparada. En aplicaciones de mejoramiento de terreno natural, esta superficie siempre será el terreno natural. En aplicaciones de refuerzo de la capa base, la superficie donde se aplicará la geomalla puede ser la subrasante, la subbase o una elevación (a profundidad media) dentro de la capa base.

b.2). Colocación del traslape de la geomalla:

Desenrollar la geomalla en la dirección del tráfico, de manera que el eje largo del rollo quede paralelo a los patrones de tráfico.

Traslapar las geomallas en la dirección en que se esparcirá el relleno para evitar que se levante la geomalla en los traslapes a medida que avanza el relleno. Para acelerar este proceso de traslape de las geomallas, colocar los rollos en el extremo más alejado del área de cobertura primero y avance hacia el extremo más cercano desde donde se esparcirá el relleno.

Los rollos de geomalla adyacentes normalmente no están conectados entre sí, en particular si el relleno se coloca y esparce del modo aquí descrito. Estas ataduras no son consideradas conexiones estructurales, sino medios auxiliares durante la construcción.



Para las curvas, cortar las geomallas y traslaparlas. Se puede realizar el corte con cizallas afiladas, un instrumento similar a un cuchillo o una sierra mecánica de mano. (Usar equipo de seguridad apropiado.) Cortar la malla para que se ajuste a las tapas de alcantarillado y a otras prominencias inamovibles.

b.3). Tensado y Sujeción:

Las geomallas tridireccionales se pueden sujetar en su posición para mantener el traslape y la alineación en toda el área de cobertura.

Antes de desenrollar totalmente la geomalla, sujetar el comienzo del rollo, en el centro y las esquinas, a la superficie subyacente.

Sujetar la geomalla tridireccionales con pequeñas pilas de relleno de áridos o con arandelas y clavijas. También se pueden utilizar grapas grandes de calibre grueso, colocándolas en el substrato a través de las aberturas de la malla.

Desenrollar la geomalla. Alinearla y estirla en forma manual para eliminar las arrugas y la flojedad del tendido, y luego asegurarla.

Puede ser necesario utilizar paladas adicionales de relleno de áridos, clavijas o grapas para mantener la geomalla en posición antes de colocar el relleno de áridos.

b.5). Compactación.

Pueden utilizarse los métodos de compactación estándar.

Si se forman surcos o bombeos intensos debido al tráfico de camiones o de niveladoras, deberá colocarse relleno de inmediato para reforzar la sección. En algunos casos, se aconseja detener las operaciones durante un período de tiempo para permitir que se disipen las presiones de poros y se establezca la subrasante.

e). La capa de transición se construirá de 0.50 m, deberá compactarse el material que constituya dicha capa al 95% de su PVSM de la prueba AASHTO estándar, debiendo utilizar material del banco indicado para este fin, se deberán considerar también la colocación como se indica de las geomallas para estabilización del talud.

f). Finalmente la capa subrasante se construirá con un espesor de 0.30 m, debiéndose compactar el material que constituya dicha capa al 100% de su PVSM de la prueba AASHTO estándar, debiendo utilizar material del banco indicado para este fin, también se considerara la colocación como se indica de las geomallas para estabilización del talud.



Pavimento

Las cláusulas e incisos que se mencionan en los párrafos siguientes corresponden a las Normas para Construcción e Instalaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Edición 1983 del Libro 3, Parte 01, Título 03; a las Normas de Calidad de los Materiales, Edición 1986 del Libro 4, Parte 01, Título 03; así como las Normas de Muestreo y Pruebas de los Materiales, Equipos y Sistemas del Libro 6, Parte 01, Título 01 y 03 de los Tomos I y II también de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Base Hidráulica

Sobre la capa subrasante en la zona de ampliación se construirá una capa de Base Hidráulica de 0.25 m de espesor, utilizando material procedente del banco de préstamo indicado para este fin en el cuadro de bancos de este proyecto. El material que conforme esta capa se deberá compactar al 100% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM) de la prueba AASHTO modificada (cinco capas) citada en el Capítulo 6.01.03.009-M-04 correspondiente al método de prueba 6.01.01.002.K.05 del Libro 6.01.03 de las Normas para Muestreo y Pruebas de Materiales, Equipos y Sistemas; Carreteras y Aeropistas; Pavimentos (1).

Los materiales utilizados deberán ser del tipo indicado en la cláusula 073-D del Libro 3, Parte 01, Título 03; además éstos tendrán que cumplir con las Normas de Calidad especificadas en el inciso 009-C.06 del Libro 4, Parte 01, Título 03 y para su ejecución se deberán seguir todos los lineamientos indicados en la cláusula 074-F del Libro 3, Parte 01, Título 03.

Base Asfáltica

Sobre la base hidráulica terminada en la zona de ampliación se construirá una capa de Base Asfáltica de 0.12m de espesor, utilizando material procedente del banco de préstamo indicado para este fin en el cuadro de bancos de este proyecto. El material pétreo se mezclará con emulsión catiónica de rompimiento medio ECM-65, misma que será incorporada en el lugar, mezclada y homogenizada con motoconformadora, tendida y compactada al 100% de su PVSM. La dosificación aproximada de la emulsión de rompimiento medio será de 80 lts /m³, debiendo el contratista determinar la dosificación que será aplicada mediante el diseño correspondiente a través del laboratorio que llevará el control de los trabajos.

Los materiales utilizados deberán ser del tipo indicado en la cláusula 073-D del Libro 3, Parte 01, Título 03; además éstos tendrán que cumplir con las Normas de Calidad especificadas en el inciso 009-C.06 del Libro 4, Parte 01, Título 03 y para su ejecución se deberán seguir todos los lineamientos indicados en la especificación particular correspondiente.



Riego de impregnación

Sobre la superficie de la Base Hidráulica que incluye la zona de la ampliación así como en el talud de dicha capa, superficialmente seca y barrida, se aplicará en todo el ancho de la sección así como en dichos taludes que formen el pavimento, un riego de impregnación con emulsión asfáltica catiónica a razón de 1.0 l/m^2 .

El producto asfáltico (emulsión catiónica) deberá ser del tipo mencionado en la cláusula 076-D del Libro 3, Parte 01, Título 03, así mismo deberá cumplir con las Normas de Calidad establecidas en el inciso 011-B.04.f del Libro 4, Parte 01, Título 03, y para su aplicación con la cláusula 080-F del Libro 3, Parte 01, Título 03.

Riego de liga para carpeta de concreto asfáltico

Sobre la superficie de la capa de base asfáltica debidamente terminada se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de liga con emulsión asfáltica catiónica a razón de 0.6 l/m^2 .

El producto asfáltico (emulsión catiónica) deberá ser del tipo mencionado en la cláusula 076-D del Libro 3, Parte 01, Título 03, así mismo deberá cumplir con las Normas de Calidad establecidas en el inciso 011-B.04.f del Libro 4, Parte 01, Título 03, y para su aplicación con la cláusula 080-F del Libro 3, Parte 01, Título 03.

Emulsiones

Se deberá indicar el tipo de emulsión asfáltica a emplear para efectos de control de calidad y recepción de la obra; se requiere además obtener la dosificación adecuada en cada caso conforme a las pruebas de laboratorio necesarias según el trabajo a realizar.

Carpeta de concreto asfáltico

Sobre la capa de base asfáltica debidamente terminada y después de la aplicación del riego de liga, se construirá una carpeta de concreto asfáltico de 0.08 m de espesor, utilizando material procedente del banco de préstamo indicado para este fin en el cuadro de bancos de éste proyecto y cemento asfáltico AC-20 con una dosificación aproximadamente de 125 l/m^2 de material pétreo seco y suelto, la mezcla será elaborada en planta y en caliente y el tendido se efectuará compactándola al 95% de su peso volumétrico determinado en la Prueba Marshall.

Los materiales pétreos y el cemento asfáltico que conformen la carpeta deberán cumplir con las Normas Especificadas en los incisos 010-C.01 y 011-B.01b respectivamente del Libro 4, Parte 01, Título 03.

La mezcla se proyectará por el procedimiento Marshall para que cumpla con los requisitos de diseño que se indican en la columna de intensidad de tránsito de más de 2000 vehículos pesados diarios del cuadro del inciso 011-D.03 del Libro 4, Parte 01, Título 03.

La construcción de la carpeta se deberá apegar a los lineamientos indicados en la cláusula 081-F del Libro 3, Parte 01, Título 03.



Dado que se utilizará cemento asfáltico AC-20, la mezcla deberá realizarse a una temperatura de entre 140°C y 165°C. La mezcla al momento de colocarla en la pavimentadora deberá tener una temperatura no menor a 135°C. La temperatura se medirá en el camión antes de descargar en la pavimentadora. La compactación se efectuará inmediatamente después de tendida la mezcla y antes de que su temperatura baje a menos de 130°C.

Riego de Sello

Sobre la superficie de la carpeta de concreto asfáltico, se aplicará en todo el ancho de la sección un riego de sello a base de emulsión asfáltica catiónica a razón de 1.3 lts/m² y material pétreo tipo 3-E a este último a razón de 10.0 lts/m².

Aditivos

Con el objeto de mejorar la adherencia de los materiales pétreos con los productos asfálticos, se deberá prever el empleo de aditivos cuya dosificación serán proporcionado por el Laboratorio de Control de la Secretaría después que el agregado pétreo haya sido debidamente tratado.

Los tipos de aditivos que se utilizarán en el cemento asfáltico AC-20 deberán incorporarse en una proporción aproximada del 1% en peso en las pruebas realizadas por el Laboratorio de Control de la Secretaría.

Con objeto de no interrumpir la circulación del tránsito una vez terminados los trabajos de terracerías y pavimentación en la zona del cuerpo nuevo paralelo al cuerpo actual como se indicó en los párrafos anteriores se procederá dirigir el tránsito a ese lado y proceder a la adecuación del cuerpo existente, mediante los siguientes trabajos.

Capítulo V
Conclusiones



La construcción de caminos que son y han sido desplantados en un terreno de cimentación constituido por suelos deformables y poco resistentes (conocidos como suelos blandos en la práctica profesional), representan un bajo porcentaje, refiriéndose a su longitud, en comparación con la totalidad de la red federal, estatal y municipal de nuestro país.

La principal región de la República Mexicana que presenta tales dificultades se localiza en la zona costera del Golfo de México, representada por los Estados de Tamaulipas, San Luis Potosí, Veracruz y Tabasco, principalmente. Sin embargo, en el interior del país existen zonas aisladas donde se obliga de una u otra manera el construir caminos que deben pasar por suelos blandos, ya que por diversas razones no es o fue posible mover la línea de trazo. Un ejemplo diferente a las carreteras, pero que necesariamente la superestructura ha tenido que desplantarse sobre este tipo de suelos, es el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, cimentado en las arcillas del antiguo lago de Texcoco, obra para la cual se realizó monitoreo a estructuras de control previo a la construcción definitiva, con esta acción se trató de entender el comportamiento de los materiales y buscar formas de solucionar las dificultades. Estas situaciones deben propiciar que los Ingenieros Civiles e Ingenieros Geólogos y demás áreas del conocimiento trabajen en conjunto para que, desde la etapa de planeación, se tengan detecten todos los posibles tropiezos que surgirán en la ejecución de la misma.

Tradicionalmente se ha recurrido al empleo de material pétreo para modificar las características mecánicas del suelo donde será construido un camino. Esta solución ha sido probada y aprobada por las autoridades correspondientes. Sin embargo, es lógico pensar que cuando estamos frente a un problema de suelos blandos, éstos, por lo general, se presentan en zonas bajas y alejadas de lugares donde se pueda encontrar material adecuado que cumpla con ciertos parámetros de calidad para sustituir, o en su caso mezclar con el existente. Es aquí cuando surge otro inconveniente, las distancias de acarreo son muy altas, y en algunos casos los bancos de materiales para terracerías y pavimentos se localizan a más de 100 Km respecto a la línea de proyecto. Sin embargo, tal y como se expuso en el Capítulo II, existen diferentes metodologías para solucionar tales cuestiones, siempre optando por la que más convenga técnicamente y económicamente a la obra.

Así mismo, cuando la construcción sobre suelos blandos consiste en ampliar la corona existente, surgen nuevas variables a considerar para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura de pavimento. El constante incremento en el Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA), el alto porcentaje de vehículos tipo "C", el deterioro y escaso mantenimiento de los vehículos, conllevan a que los ingenieros busquen nuevas formas de solucionar el empuje del cuerpo existente con la ampliación a construir. Por un lado se tiene a un cuerpo que, a través del tiempo, se ha ido consolidando y por consiguiente se obtiene una mayor resistencia en el terreno de cimentación. Por otro lado se construirá una ampliación en alguno o ambos lados, lo que modificará la consolidación y el confinamiento que se pudiera tener en el cuerpo existente. Surgiendo los



asentamientos diferenciales, los cuales se podrían traducir en agrietamiento longitudinal, justamente en la unión de ambas etapas del camino.

El hombre, en su constante interés por llevar a cabo las actividades de una manera más fácil, más económica, funcional, segura, socialmente aceptable y en armonía con el medio ambiente, ha creado nuevas formas de satisfacer sus necesidades, dando origen a nuevas formas de producción, llevándose constantemente este ciclo de crear soluciones y nuevas necesidades.

Es entonces cuando surge una nueva aplicación de los productos derivados del petróleo, los geosintéticos. Dentro de este grupo están las geomallas y las geotextiles, los cuales han sido objeto del presente estudio. A continuación se presentan las conclusiones que se obtuvieron al analizar la información presentada, así como la situación que guardan tales alternativas en la práctica de la ingeniería mexicana, básicamente en el ámbito de las carreteras de altas especificaciones que están a cargo de la Dirección General de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

El diseño de refuerzo de bases de terraplenes se hace en dos partes diferenciadas.

- En primer lugar el diseño deberá garantizar la estabilidad durante la construcción de los terraplenes. Durante esta fase las funciones principales del refuerzo serán: 1) separación entre el relleno y el terreno natural y; 2) resistir el tránsito de la maquinaria de construcción.
- El segundo aspecto que deberá satisfacer el diseño es el de refuerzo de la estructura del terraplén en su base para evitar la rotura de la misma. Durante esta fase la función principal es la de refuerzo estructural siendo primordial la resistencia de los elementos de refuerzo colocados tal y como está plasmado en el capítulo III, donde se demuestra la forma en cómo contribuye estructuralmente la presencia de geomallas y geosintéticos en la estructura de terracerías.

Técnicas

La colocación de una malla de refuerzo en la base de una capa granular tiene una serie de efectos que aumentan su capacidad estructural como son:

- Se produce un confinamiento lateral en la base de la capa. La interacción entre el material granular (material pétreo) y la malla de refuerzo se hace por fricción y al tener la segunda un módulo de deformación muy superior hace que por compatibilidad de movimientos la deformación lateral disminuya y en consecuencia aumente la tensión tangencial capaz de resistir el elemento y disminuye la deformación vertical.
- Mejora la capacidad portante. Al aumentarse la capacidad de absorción de tensiones tangenciales se produce un aumento de la capacidad de carga.
- El plano de falla del cimiento se refleja hacia arriba evitando la transmisión de fallas desde el cimiento hacia el terraplén y viceversa. Es decir, las grietas que se generen en el terreno de



cimentación por la presencia de esfuerzos de tensión en la masa del suelo serán interrumpidas por los productos geosintéticos colocados, absorbiendo tales esfuerzos que provocan este fenómeno evitando de esta manera que se vean reflejados en el cuerpo de las terracerías y en sentido contrario, cuando las terracerías sufran un desplazamiento de material a los costados, estos serán absorbidos por los geosintéticos, evitando que se propaguen hacia el terreno natural.

- Al disminuir las deformaciones verticales se obtiene un efecto de membrana tensionada que hace que la base del terraplén se comporte de forma más rígida y, por lo tanto, distribuya los esfuerzos de forma más homogénea. De esta forma los esfuerzos que se transmiten al terreno de cimentación se vean disminuidos y consecuentemente se pueda desplantar sobre suelos de menor capacidad portante (CBR).
- El mismo efecto de membrana tensionada permite absorber o suavizar los asentamientos diferenciales evitando su transmisión al terraplén superior, disminuyendo la probabilidad de falla en la estructura del pavimento.
- Permite un ahorro de material granular, ya que al desplantar directamente sobre el suelo blando sin necesidad de cajeo se evita tener que realizar una sustitución del suelo por material de préstamo.
- Al actuar como barrera entre el suelo y el material de aportación se evita la contaminación de éste último por el paso de la maquinaria y tener que volver a realizar nuevas aportaciones.

Económicas

- Reducción de costos de construcción, no hay un porcentaje representativo, sin embargo puede pensarse en un 10% del costo original. Depende básicamente de la distancia de acarreo y del espesor necesario de acuerdo al Método de los Doctores Giroud y Han.

Para el caso muy particular del tramo expuesto en este escrito se logró reducir el costo de las terracerías hasta en un 26.7%. Porcentaje que representa un gran ahorro para la construcción de la vialidad. En otras palabras, con la misma cantidad de dinero se puede construir mayor longitud, en términos generales un 25% de mayor volumen en terracerías.

Surge la necesidad de mostrar a los ingenieros encargados de proyectar carreteras en nuestro país que existen otras alternativas de solución para la construcción sobre suelos deformables y poco resistentes. En México se ha adoptado de manera generalizada la construcción de pedraplén, en zonas bajas, y capa rompedora de capilaridad, en zonas de corte y presencia de suelo blando con altos contenidos de agua, con el objeto de mejorar las características mecánicas del terreno de cimentación, así como dar una condición hidráulica favorable; ésta solución ha demostrado proporcionar estabilidad a la estructura de terracerías y ser funcional en etapa de operación. Pero esto se ve afectado cuando la distancia de acarreo del material desde el banco hasta la zona de obra es considerable y encarece bastante la construcción de la misma.



En nuestro país, la Institución Gubernamental encargada de desarrollar nueva infraestructura y mantener la existente en el sector Comunicaciones y Transportes es la propiamente llamada Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de sus Direcciones Generales de: Desarrollo Carretero, Conservación, Carreteras y Servicios Técnicos. En la actualidad, en dichas Direcciones, se aplican diferentes procesos constructivos que garantizan el buen funcionamiento de los caminos. A pesar del gran esfuerzo que se realiza en tal institución por adoptar nuevas tecnologías y procedimientos constructivos, a mi parecer, aun es escasa la participación de formas alternativas de solucionar problemáticas similares a la expuesta en el escrito.

Se llega a un aspecto, del cual pienso, que en el ámbito de carreteras hace falta implementar de manera oficial en nuestro país, y es lo que se refiere a la instrumentación de la nueva infraestructura. Acción valiosa que traerá nuevas formas de corroborar el comportamiento de tecnologías modernas, conllevando a una mejor implementación y por supuesto a una mayor confiabilidad en su uso. Hasta ahora, únicamente se puede notar el monitoreo en estructuras especiales o cuando un terraplén o corte se encuentran desplazándose, generando la pérdida de la seguridad y funcionalidad de las obras de ingeniería, es decir, sólo como medida correctiva y no como preventiva. Así mismo, con esta medida, México estará en la posibilidad de generar nuevos conocimientos, ya que se contará con “laboratorios” a gran escala en donde se estará registrando información verídica del cómo es el funcionamiento de las materiales ante circunstancias conocidas y particulares del país.

Por lo tanto, a raíz de todo lo expuesto en el escrito y las conclusiones surgidas del mismo, considero necesario que las organizaciones gubernamentales y no gubernamentales lleven a cabo congresos y simposios donde se expongan de manera clara y precisa las experiencias positivas y negativas que se han tenido. De esta forma se enriquecerá el conocimiento y la confiabilidad que pudiese brindar a la propuesta de solución.

Por otra parte, se deja este trabajo como antecedente de la existencia de los productos geosintéticos capaces de ser aplicados a diferentes problemáticas ingenieriles, si bien es cierto que únicamente se estuvo enfocado al uso de geotextiles y geomallas en carreteras, existen otros productos tan importantes como los antes mencionados. Las geomembranas, por su característica de impermeabilidad pueden ser empleadas para dar solución a un área de suma vitalidad para la humanidad: “El agua”, liquido indispensable para la supervivencia en la tierra. En esta gran Nación, hay zonas que, por sus condiciones geográficas, es compleja la obtención, captación, distribución y administración de tal recurso natural. Es indispensable la presencia de profesionales de la ingeniería que vayan a las comunidades alejadas de centros urbanos donde sea necesaria la implementación de medidas que garanticen el abastecimiento de agua potable a los habitantes, muchas de ellas se podrían solucionar proponiendo el uso de geomembranas en jagüeyes para evitar que el agua se infiltre al subsuelo. He aquí donde se deja otro estudio que necesita atenderse para dar alternativas a tales comunidades, así mismo, se propone que las actuales y futuras generaciones de profesionales en la ingeniería enfoquen los esfuerzos en la planeación y correcta administración de las riquezas naturales que contamos en el país.



Bibliografía

- D. STURGES LEROY y F.RILEY WILLIAM. (1995). “Ingeniería Mecánica Estática”, España. Editorial Reverté, S.A.
- GONZÁLEZ DE COSIO, F. (1973). “Historia de las obras públicas en México”, Tomo II. México, Secretaría de Obras Públicas.
- GONZÁLEZ DE COSIO, F. (1973). “Historia de las obras públicas en México”, Tomo IV. México, Secretaría de Obras Públicas.
- GONZÁLEZ DE VALLEJO, LUIS I et al. (2002). “*Ingeniería Geológica*”. España: Pearson Prentice Hall.
- OLIVERA BUSTAMANTE, F. (1999). “*Estructuración de vías terrestres*”. México: Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.
- RICO RODRIGUEZ, A. y DEL CASTILLO, H. (1982). “*La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*”, Volumen I. México: LIMUSA, S.A. de C.V.
- RICO RODRIGUEZ, A. y DEL CASTILLO, H. “*La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*”, Volumen II. México: LIMUSA, S.A. de C.V.
- SALAS RICO, R. (2011) “Evolución histórica de los caminos rurales y alimentadores en México”. México: Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres, A.C.
- SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES. (1991) “*Manual de proyecto geométrico de carreteras*”, Cuarta Reimpresión. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS. (1970) “*Seminario de Terracerías y Pavimentos para Carreteras y Aeropistas*”. México: Secretaría de Obras Públicas.

Páginas web

- “Infraestructura para el transporte: Extensión física del transporte (Kilómetros)”, [en línea]. *Estadísticas de Transporte de América del Norte*. Fecha de última actualización: 17 de noviembre de 2011. Dirección URL: < <http://nats.sct.gob.mx/nats/sys/tables.jsp?i=2&cid=>>. [Consulta 22 de Abril 2012].



- “Dirección General de Planeación, Subsecretaría de Infraestructura, Secretaría de Comunicaciones y Transportes”, [en línea]. *Carpeta de Indicadores*. Fecha de última actualización: Junio de 2011. Dirección URL: < http://www.sct.gob.mx/uploads/media/CI-Junio-2011_01.pdf>. [Consulta 24 de Abril 2012].
- “Secretaría de Comunicaciones y Transportes”, [en línea]. *Infraestructura para el desarrollo*. Fecha de última actualización: 20 de Abril de 2012. Dirección URL:
 - < http://www.sct.gob.mx/uploads/media/SCT_IE_2010.pdf>. [Consulta 24 de Abril 2012].
 - *Historia de las carreteras*. Fecha de última actualización: Sin dato. Dirección URL:
 - < <http://www.arqhys.com/contenidos/carreteras-historia.html>>. [Consulta 1 de Mayo 2012].
 - *HDM-4*. Fecha de última actualización: Sin dato. Dirección URL:
 - < http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/cortes_p_ca/capitulo1.pdf>. [Consulta 8 de Mayo 2012].
 - “Presidencia de la República”, [en línea]. *Plan Nacional de Desarrollo 2007-2012*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: < <http://pnd.calderon.presidencia.gob.mx>>. [Consulta 29 de Mayo 2012].
 - “Geo-Productos Mexicanos”, [en línea]. *Definiciones*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: < <http://www.geoproductos.com.mx/geoweb/definiciones.html>>. [Consulta 31 de Julio 2012].
 - “Membranas ecológicas de México, S.A. de C.V.”, [en línea]. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://membranasecologicas.com/textil.htm>>. [Consulta 06 de Agosto 2012].
 - “Geomembranas & Geosintéticos”, [en línea]. *Geomembranas*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://www.geoygeo.com/geomembranas.htm>>. [Consulta 07 de Agosto 2012].
 - “TMP Geosynthetics”, [en línea]. *Geogrid*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://www.tmpgeosynthetics.com/>>. [Consulta 08 de Agosto 2012].
 - “ML Ingeniería”, [en línea]. *Geosintéticos*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://www.mlingenieria.com/>>. [Consulta 08 de Agosto 2012].
 - “Soluciones avanzadas en Ingeniería ARPIMIX”, [en línea]. *Geosintéticos*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://http://www.arpimix.com/>>. [Consulta 17 de Agosto 2012].



- “Sin Título”, [en línea]. *Rocas Ígneas*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://topojusa.galeon.com/>>. [Consulta 26 de Agosto 2012].
- “Astro Mía”, [en línea]. *Rocas sedimentarias y metamórficas*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://www.astromia.com>>. [Consulta 26 de Agosto 2012].
- “Presidencia de la República”, [en línea]. *Programa Nacional de Infraestructura*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://www.infraestructura.gob.mx/>>. [Consulta 6 de Agosto 2012].
- “José Ignacio González. Consultoría de la pequeña empresa. Consultoría Internacional;”, [en línea]. *¿Se puede ser libre y honrado en un país comunista?* Fecha de última actualización: 16 de febrero de 2012. Dirección URL: < <http://jigingenierodecaminosconsultor.blogspot.mx/2012/02/libertad-y-honradez-en-un-pais.html> >. [Consulta 07 de Octubre de 2012].
- “Presidencia de la República”, [en línea]. *Programa Nacional de Infraestructura*. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://www.infraestructura.gob.mx/>>. [Consulta 6 de Agosto 2012].
- “Geosynthetics”, [En línea]. *The Giroud-Han design method for geosynthetic-reinforced unpaved roads*. Fecha de última actualización: Febrero de 2012. Dirección URL: <<http://geosyntheticsmagazine.com>>. [Consulta 5 de Julio 2013].
- “International Geosynthetic Society”, [En línea]. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://geosyntheticssociety.org/>>. [Consulta 7 de Julio 2013].
- “Geosynthetic Materials Association”, [En línea]. Fecha de última actualización: Sin fecha. Dirección URL: <<http://gmanow.com/> >. [Consulta 7 de Julio 2013].
- “Secretaría de Comunicaciones y Transportes”, [En línea] Normativa para la Infraestructura del Transporte. Fecha de última actualización: 16 de abril de 2013. Dirección URL: <<http://www.imt.mx/normativa-sct.html> >. [Consulta 10 de Julio 2013].