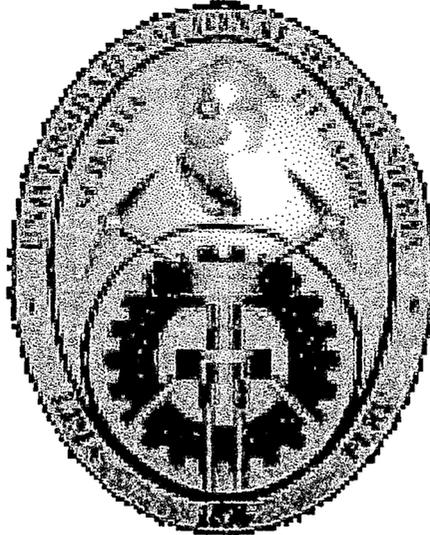


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**“OPTIMIZACION DE COSTOS EN CARRETERAS APLICANDO
EL SISTEMA DE REFUERZO CON GEOMALLAS”**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

MANUEL NAHON VIDAL VELASQUEZ

**LIMA-PERU
2,002**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

DEDICATORIA:

**A las personas que más quiero y admiro,
mis padres Gaudencia y Víctor por su apoyo
que siempre me brindan tanto en mi vida
personal como profesional.**

AGRADECIMIENTO

Al Ingeniero German Vivar Romero a quien considero un amigo y maestro admirable. Gracias por su tiempo y colaboración en la elaboración de esta tesis, por sus aportes y consejos como especialista en el tema de Pavimentos y Geosintéticos.

Al Ingeniero Augusto Alza Vilela de la Empresa Tecnología de Materiales, quien me brindó su ayuda en un inicio, impulsando en mi el interés por la investigación en el tema: Geomallas como Refuerzo de Pavimentos.

Gracias, al Ingeniero Samuel Mora Quiñones por brindarme su asesoría y colaboración especializada como profesional en el tema de pavimentos; que me sirvieron para culminar esta tesis. Así mismo por haberme inculcado el sentimiento de hacer las cosas con profesionalismo, moral y honestidad; aspectos que considero muy importantes, y que me ayudarán en el desempeño de mi vida profesional.

Gracias a Dios por haberme dado una familia que siempre me brinda su apoyo. Quisiera agradecer de manera especial a mi hermana Gloria por su atención y sus palabras de aliento.

A la Universidad Nacional de Ingeniería – Facultad de Ingeniería Civil, casa de estudios donde recibí las mejores enseñanzas de los excelentes docentes Ingenieros que tienen como objetivo la formación de las nuevas generaciones de Ingenieros; los mismos que se encargarán de guiar el desarrollo del país.

Un sincero agradecimiento a la Empresa Superconcreto del Perú S.A., por acogerme en mis primeros años como profesional y porque siempre me brindó la mejor disposición para desarrollar mi tesis.

Manuel Nahon Vidal Velasquez

SUMARIO

La aplicación de los geosintéticos en los proyectos de Ingeniería cada vez se hacen más frecuentes debido a su gran aporte técnico, y que permite adoptar mejores soluciones frente a los diferentes problemas en los campos de la hidráulica, minería, geotecnia, pavimentos etc. En este caso se trata al geosintético fabricado especialmente para desempeñar la función de refuerzo del suelo, la Geomalla. Que constituye un elemento de refuerzo a tensión análogo al acero de refuerzo en el concreto armado, con la diferencia que ahora el material a reforzar es el suelo, que posee una baja resistencia a esfuerzos de tensión y una relativa resistencia a compresión que depende de su composición mineralógica.

OBJETIVO

La presente tesis tiene por objetivo presentar diferentes alternativas de diseño, considerando a la geomalla biaxial como elemento de refuerzo; para luego evaluar técnica y económicamente los resultados. De esta manera se quiere demostrar como una geomalla aporta un refuerzo estructural al terreno de fundación y capas granulares de un pavimento asfáltico, y en que casos sería conveniente su aplicación de acuerdo a un análisis técnico – económico. Se presentan los métodos de diseño para las dos aplicaciones más importantes de la geomalla, la primera como Estabilizador del Terreno de Fundación y la segunda como Refuerzo del cimiento y/o firme del pavimento. En ambos casos el sistema suelo – geomalla permite adoptar mejores soluciones comparadas con los sistemas convencionales de estabilización de suelos, en el caso de que estos presenten una pobre resistencia a los esfuerzos que actúan en una estructura de pavimento. Así mismo un pavimento que es reforzado con geomallas permite ahorrar en costos de construcción de una carretera ya sea a nivel de afirmado o de asfaltado; y mas aún se puede reducir el período de ejecución programado, como resultado de tener menos volúmenes de movimiento de tierras, simplificando los procesos constructivos.

INTRODUCCION

En el Perú, el concepto de adoptar técnicas modernas y hasta cierto punto novedosas para aplicarlos a proyectos, es siempre tomado con un cierto grado de desconfianza; en los últimos años el desarrollo del sistema suelo – geomalla ha venido dando buenos resultados en proyectos de Ingeniería geotécnica de otros países de América del sur , en casos donde hay que estabilizar un talud por medio de una geomalla como refuerzo a tensión, o en aquellos proyectos viales incluidos los aeropuertos donde se requiere mejorar la capacidad para soportar tráfico de un pavimento. Es en este último campo, y más puntualmente, el análisis de pavimentos asfálticos reforzados con geomallas, sobre el cual se ha basado el desarrollo de la presente tesis.

A pesar que en países como los E.E.U.U. que invierten grandes cantidades de dinero para la investigación científica, que no se comparan en nada con nuestra coyuntura de nuestro país, este estudio teórico práctico acerca de como mejorar el funcionamiento de un pavimento a lo largo de su vida útil utilizando el geosintético: geomalla muestra que la aplicación del sistema suelo – geomalla es una solución que otorga grandes ventajas sobre otras soluciones típicas.

También se pretende dejar establecida una base, la cual pueda ser utilizada en proyectos de carreteras a nivel de afirmado o asfaltado con problemas de suelos de baja capacidad de soporte, escasez de suelos para la conformación del cimiento y firme (pavimento asfáltico), que me representen un ahorro económico sobre el presupuesto inicial. O tal vez en un futuro, en el cual se realicen monitoreos del comportamiento en carreteras de prueba, con la finalidad de obtener resultados que reflejen el verdadero comportamiento de un pavimento para las condiciones de nuestro país, llámese clima, tráfico, terrenos de fundación, etc.

INDICE

CAPITULO I : Conceptos Básicos.....	11
1.0.0.00.- Introducción: “Mejoramiento de Terrenos de Fundación y suelos como material de firme en carreteras”.....	12
1.1.0.00.- Mejoramiento de Terrenos de Fundacion. Sistemas convencionales y usando geomallas.....	13
1.1.1.00.- Mejoramiento de Terrenos de Fundación utilizando la Estabilización química.....	14
1.1.1.01.- Estabilización de suelos empleando cal hidratada.....	17
1.1.1.02.- Estabilización de suelos empleando cemento.....	20
1.1.1.03.- Estabilización de suelos utilizando ceniza volante.....	22
1.1.1.04.- Método electroquímico con aceite sulfonado.....	23
1.1.2.00.- Mejoramiento de terrenos de Fundación usando geosintéticos.....	24
1.2.0.00.- Mejoramiento de firmes. Sistemas convencionales. Usando geosintéticos.....	27
1.2.1.00.- Mejoramiento de Firmes con sistemas convencionales.....	27
1.2.1.01.- Estabilización de Firmes empleando aditivos.....	27
1.2.1.02.- Estabilización de Firmes utilizando cemento asfáltico.....	27
1.2.1.03.- Estabilización de Firmes utilizando cemento Pórtland.....	28
1.2.1.04.- Estabilización de Firmes utilizando cal.....	28
1.2.1.05.- Estabilización de Firmes con el uso de ceniza volante.....	29
1.2.1.06.- Estabilización de Firmes utilizando cloruro de calcio.....	29

1.2.2.00.- Estabilización o refuerzo de Firmes con el uso de geosintéticos.....	29
1.3.0.00.- Geosintéticos en carreteras: Clasificación, funciones y aplicaciones.....	31
1.3.1.00.- Clasificación de los Geosintéticos.....	32
1.3.1.01.- Los Geotextiles.....	32
1.3.1.02.- Las geomallas.....	35
1.3.1.03.- Las geomembranas.....	37
1.3.1.04.- Georredes o geonet.....	38
1.3.1.05.- Geoceldas o geoweb.....	38
1.3.1.06.- Geocompuestos.....	38
1.3.2.00.- Funciones y aplicaciones de los geosintéticos.....	39
1.3.2.01.- Función de separación.....	40
1.3.2.02.- Función de drenaje.....	40
1.3.2.03.- Función de filtración.....	41
1.3.2.04.- Función de protección.....	42
1.3.2.05.- Función de refuerzo.....	43
1.3.2.06.- Función de impermeabilización.....	46
 CAPITULO II : Refuerzo de suelos con geomallas.....	47
2.1.0.00.- Sistemas existentes en el mercado local.....	48
2.1.1.00.- Sistema Spectra, Geomallas Tensar.....	49
2.1.1.01.- Resistencia a la tensión.....	50
2.1.2.00.- Geomallas huesker.....	52
2.1.2.01.- Geomallas Fornit.....	53
2.1.2.02.- Geomallas Fortrac.....	54
2.2.0.00.- Componentes del mecanismo de funcionamiento de un pavimento reforzado.....	57
2.3.0.00.- Estabilización de taludes mediante el refuerzo con geomallas.....	61
2.3.1.00.- Mecanismos de falla en taludes reforzados.....	65
2.3.1.01.- Estabilidad externa.....	65
2.3.1.02.- Estabilidad interna.....	66

2.3.1.03.- Estabilidad local en las unidades de pared retenidas por geomallas.....	67
2.3.1.04.- Estabilidad global.....	67
CAPITULO III : Criterios para la aplicación del sistema suelo-geomalla.....	71
3.1.0.00.- Problemas con el Terreno de Fundación.....	72
3.2.0.00.- Influencia de las condiciones del clima.....	74
3.3.0.00.- Condiciones de carga y trafico impuesto a los pavimentos.....	76
3.4.0.00.- Ciclo de vida de un pavimento.....	85
3.4.1.00.- Incremento del periodo de diseño usando geomalla..	86
CAPITULO IV : Pavimentos asfálticos reforzados con geomallas.....	87
4.1.0.00.- Introducción: esfuerzos y deformaciones en pavimentos asfálticos.....	88
4.1.1.00.- Esfuerzos en los pavimentos.....	88
4.1.1.01.- Esfuerzos verticales.....	88
4.1.1.02.- Esfuerzos de corte.....	89
4.1.1.03.- Esfuerzos radiales o esfuerzos de tensión.....	89
4.1.2.00.- Esfuerzos y deformaciones unitarias críticas.....	89
4.2.0.00.- Mecanismo de refuerzo con geomallas en pavimentos asfálticos.....	91
4.2.1.00.- Refuerzo local.....	92
4.2.2.00.- Restricción lateral.....	92
4.2.3.00.- Membrana tensionante.....	92
4.3.0.00.- Mejoramiento del terreno de fundación y refuerzo de la capa de firme en pavimentos asfálticos con geomallas.....	94
4.3.1.00.- Mejoramiento de terrenos de fundación con geomallas.....	94
4.3.2.00.- Firme reforzado en pavimentos asfálticos.....	95
4.3.2.01.- Alternativas de diseño con firmes reforzados con geomallas.....	96

CAPITULO V : Diseño de pavimentos convencionales, pavimentos reforzados y terrenos de fundacion mejorados con geomallas.....	99
5.1.0.00.- Diseño de un pavimento asfáltico.....	100
5.1.1.00.- Parámetros y procedimiento de diseño	
AASHTO, 1993.....	100
5.1.1.01.- Consideraciones de diseño.....	100
5.1.1.02.- Parámetros de diseño.....	102
5.1.1.03.- Procedimiento general de diseño según AASHTO, 1993.....	108
5.1.2.00.- Parámetros y procedimiento de diseño según el instituto del asfalto, (manual series N° 1 (MS-1), 1991).....	130
5.1.2.01.- Características de los materiales.....	131
5.1.2.02.- Consideraciones ambientales.....	132
5.1.2.03.- Cartas de diseño.....	133
5.1.2.04.- Procedimiento de diseño.....	135
A.- Diseño de pavimentos asfálticos a carga plena, con firme de concreto asfáltico.....	136
B.- Diseño de pavimentos asfálticos a carga plena, con firmes asfálticos emulsificados... 	136
C.- Diseño de pavimentos asfálticos de resistencia profunda, con concreto asfáltico sobre firme de agregados no tratados.....	137
D.- Diseño de pavimentos de resistencia profunda con mezclas de asfalto emulsificado sobre firmes de agregados no tratados.....	138
5.1.3.00.- Parámetros y procedimiento de diseño según el instituto de investigaciones Rodoviarías de Brasil.....	142
5.2.0.00. - Diseño de terrenos de fundación mejorados con geomalla.....	150
5.2.1.00. - Bases de diseño.....	150
5.2.2.00.- Parámetros de diseño.....	154
5.2.3.00.- Procedimiento general de diseño.....	159

5.3.0.00.- Comparación de resultados en diseños sin refuerzo y diseños con refuerzo de geomallas.....	176
5.3.1.00.- Proyecto: "Carretera Iquitos – Nauta, Tramo IV".....	176
5.3.1.01.- Descripción del proyecto.....	176
5.3.1.02.- Características geotécnicas.....	178
5.3.1.03.- Alternativas de diseño.....	182
A.- Primera alternativa de diseño "Sin aplicación de geomallas.....	182
A.1.- Método AASHTO 1993.....	183
A.2.- Método del Instituto del Asfalto.....	187
A.3.- Método del Instituto Rodoviaria del Brasil.....	189
B.- Segunda alternativa de diseño "Aplicación de las Geomallas".....	195
C.- Tercera alternativa de diseño.....	203
D.- Cuarta alternativa de diseño.....	207
5.4.0.00.- Diseño de Pavimentos de Concreto Hidráulico según AASHTO, 1993.....	213
5.4.1.00.- Módulo Elástico del Concreto.....	215
5.4.2.00.- Módulo de Rotura del Concreto.....	215
5.4.3.00.- Coeficiente de Transferencia de Carga.....	219
5.4.4.00.- Coeficiente de drenaje.....	222
5.4.5.00.- Módulo efectivo de reaccion del terreno de fundacion.....	223
5.5.0.00.- Sistema de confinamiento geoweb en pavimentos.....	230
5.5.1.00.- Sistema perforado geoweb para pavimentos.....	232
5.5.2.00.- Problemas de soporte de cargas en terrenos de fundación, el geoweb como alternativa de solución.....	233
5.5.2.01.- Mecanismo de soporte de carga geocell.....	234
5.5.2.02.- Geoweb sobre terrenos de fundacion débiles.....	236
5.5.3.00.- Criterio y método de diseño.....	237
5.5.3.01.- Parámetros de diseño.....	237
5.5.3.02.- Procedimiento de diseño.....	241

CAPITULO VI : Procesos constructivos para la instalación de geomallas en	
Carreteras.....	248
6.1.0.00.- Método constructivo para el mejoramiento del terreno de	
fundación con geomallas.....	249
6.1.1.00.- Personal, materiales, y equipo mecánico	
requerido.....	255
6.2.0.00.- Método constructivo para el refuerzo del firme con	
geomallas.....	256
6.2.1.00.- Materiales, personal y equipo mecánico	
requerido.....	263
CAPITULO VII : Costos en carreteras con el sistema suelo – geomalla.....	265
7.1.0.00.- Introducción.....	266
7.2.0.00.- Presupuesto de obra: “carretera Iquitos – Nauta, tramo IV” ..	269
7.2.1.00.- Partidas consideradas en los presupuestos.....	270
7.2.2.00.- Especificaciones técnicas.....	271
7.2.3.00.- Metrados correspondientes a las partidas	
presupuestadas.....	280
7.2.3.01.- Metrados para la Primera Alternativa de	
Diseño.....	281
7.2.3.02.- Metrados para la Segunda Alternativa de	
Diseño.....	287
7.2.3.03.- Metrados para la tercera alternativa de	
diseño.....	292
7.2.3.04.- Metrados para la cuarta alternativa de diseño...297	
7.3.0.00.- Análisis de precios unitarios.....	302
7.3.1.00.- Mano de obra.....	302
7.3.2.00.- Equipo mecánico.....	303
7.3.3.00.- Materiales.	304
7.4.0.00.- Evaluación Económica de un Pavimento Durante su Vida de	
Servicio.....	320
7.4.1.00.- Costo Total Durante el Ciclo de Vida del	
Pavimento.....	321

7.4.2.00.- Evaluación Económica del Pavimento Asfáltico, Carretera Iquitos – Nauta.....	328
--	-----

CAPITULO VIII : Comparación de Obras Viales con Pavimentos

convencionales y aplicando el Sistema Suelo-Geomalla.....	335
8.1.0.00.- Carretera Iquitos – Nauta, tramo IV.....	336
8.1.1.00.- Costos y tiempos para las diferentes alternativas de diseño.....	336
8.2.0.00.- Proyectos ejecutados.....	346
8.2.1.00.- Construcción de la Calle 80, Bogotá – Colombia.....	346
8.2.2.00.- Descripción del suelo de fundación y material para mejoramiento del terreno de fundación.....	347
8.2.3.00.- Diseño del mejoramiento del terreno de fundación.....	348
8.2.4.00.- Pruebas de campo y laboratorio.....	349
8.2.4.01.- CBR del terreno de fundación.....	349
8.2.4.02.- CBR del material para mejoramiento del terreno de fundación.....	350
8.2.5.00.- Diseño de la estructura de pavimento.....	351

CAPITULO IX : Resumen de las ventajas que ofrece el Sistema Suelo-

Geomalla.....	353
9.1.0.00.- Ventajas económicas.....	354
9.1.1.00.- Usando el mejoramiento del terreno de fundación.....	354
9.1.2.00.- Usando el refuerzo de la capa de firme.....	355
9.2.0.00.- Optimización del tiempo de duración para la ejecución del proyecto.....	356
9.3.0.00.- Mejoramiento del performance del pavimento.....	357
9.3.1.00.- Usando el mejoramiento del terreno de fundación.....	357

9.3.2.00.- Usando el refuerzo de la capa de firme.....	358
9.4.0.00.- Ventajas en el Impacto Ambiental.....	359
CAPITULO X : Conclusiones y Recomendaciones.....	360
Bibliografía.....	369

CAPITULO I

CONCEPTOS BÁSICOS

CAPITULO I

CONCEPTOS BÁSICOS

1.0.0.00.- INTRODUCCIÓN: “MEJORAMIENTO DE TERRENOS DE FUNDACION Y SUELOS COMO MATERIAL DE FIRME EN CARRETERAS”

Las técnicas para mejorar el comportamiento de los suelos en los trabajos de pavimentación consisten en incrementar su resistencia y capacidad de carga decreciendo su sensibilidad al agua y a los cambios volumétricos durante ciclos de humedecimiento y secado.

El origen de estabilizar un suelo para que sirva como terreno de fundación a una estructura de un pavimento, se da cuando la capacidad de carga de dicho suelo es muy baja; lo que va en contra del principio de tener un terreno de fundación estable, para prevenir cualquier deterioro prematuro del pavimento; es así que en las últimas décadas, han sido materia de investigación diferentes métodos para mejorar y estabilizar terrenos de fundación, y más recientemente en los últimos años con el desarrollo de los geosintéticos aplicados en obras viales.

Otro componente que interviene en el buen funcionamiento estructural de un pavimento para resistir cargas de tráfico, es el “firme granular”, el cual de forma análoga al terreno de fundación debe cumplir ciertos requisitos de resistencia y granulometría que aseguren un firme estable.

Cuando se proyecta una carretera es natural encontrarse con terrenos de fundación pobres en resistencia, así como contar con materiales inadecuados para ser utilizados como material de firme; es en estos casos donde surge la posibilidad de mejorar los suelos con alguna técnica comprobada, que permita encontrar una solución al problema planteado y poder efectuar un mejor diseño del pavimento.

El objeto de este estudio es plantear un método para mejorar terrenos de fundación y reforzar firmes o cimientos, utilizando geomallas o geogrids, basándose en estudios recientemente realizados, mostrando como se pueden optimizar en algunos casos, presupuestos o facilitar procesos constructivos

convencionales que mejoren rendimientos y acorten plazos de duración en construcción de carreteras.

1.1.0.00.- MEJORAMIENTO DE TERRENOS DE FUNDACION. SISTEMAS CONVENCIONALES Y USANDO GEOMALLAS

La construcción de pavimentos asfálticos durables y económicos requiere de un terreno de fundación compuesto por buenos materiales. “Las propiedades deseables que un terreno de fundación debe tener, para optimizar el funcionamiento de un pavimento durante toda su existencia con espesores mínimos, incluyen los esfuerzos, capacidad de drenaje, una buena compactación y una permanencia de dichos esfuerzos en el suelo del terreno de fundación”, (Yoder and Witczak, 1975).

Muchas veces los suelos presentan arcillas de altas plasticidades u otros tipos de suelos finos, los cuales no constituyen suelos satisfactorios para poder cimentar un pavimento. Estos suelos presentan bajas resistencias al corte (cuando menor sea su grado de saturación), sensibilidad a cambios volumétricos y a los cambios de temperatura o efecto congelamiento-deshielo; consecuentemente estos suelos tienen que ser reemplazados o estabilizados de alguna manera.

A menudo se presentan diferentes problemas de suelos inadecuados cuando se quiere cimentar sobre él, por ejemplo cimentar la estructura de un pavimento o aprovechar dicho suelo como material de construcción, y dichos objetivos se ven dificultados por que el suelo no cumple con los requisitos necesarios. En estos casos el ingeniero debe tomar una de las 4 alternativas siguientes:

1°.- Aceptar el material tal como está y efectuar un diseño de acuerdo con las limitaciones y restricciones impuestas por las propiedades del material.

2°.- Realizar un reemplazo del suelo del lugar por un suelo de mejores propiedades que cumpla con las exigencias de diseño o uso que se le dará a la subrasante acabada.

3°- Alterar o cambiar las propiedades del material existente de tal manera que se obtenga un material de mejores características. (Estabilización química de un suelo)

4°- Consiste en la aplicación de los geosintéticos, para conformar una estructura suelo-geosintético más resistente a las solicitudes impuestas.

1.1.1.00- MEJORAMIENTO DE TERRENOS DE FUNDACION UTILIZANDO LA ESTABILIZACION QUIMICA

La estabilización química de los suelos de terrenos de fundación, puede incrementar sus esfuerzos internos y su capacidad de soporte, y mejorar sus propiedades en contra de los cambios de humedad y de temperatura. Los métodos para una estabilización química mas usados son la estabilización con cal y la estabilización con cemento. También son usados otros productos químicos como la ceniza volante y aceite sulfonado.

En la carta tipo flujo, presentada en el Gráfico 1.1.1.00a se observa un método que sirve para seleccionar el tipo de estabilización química apropiada.

“Una buena estimación para adoptar el estabilizador apropiado para un determinado tipo de suelo, se puede basar en pruebas de las propiedades índices, como el porcentaje que pasa el tamiz 200” (after, Little, 1995). La estabilización con cal es la más efectiva con suelos arcillosos plásticos. Estos suelos pueden ser desde gravas arcillosas hasta arenas arcillosas con índices de plasticidad de 10 a 50.

En el caso de una estabilización con cemento, esta puede ser aplicada a casi todos los tipos de suelos excepto los suelos altamente orgánicos, arcillas de alta plasticidad, y suelos arenosos pobremente graduados. En la Figura 1.1.1.00b se puede observar el triángulo de gradación para seleccionar el Área de Grupo a que corresponde un material y poder usar la Tabla 1.1.1.00; y de esta forma poder seleccionar el estabilizador apropiado para un cierto tipo de suelo.

Gráfico 1.1.1.00a

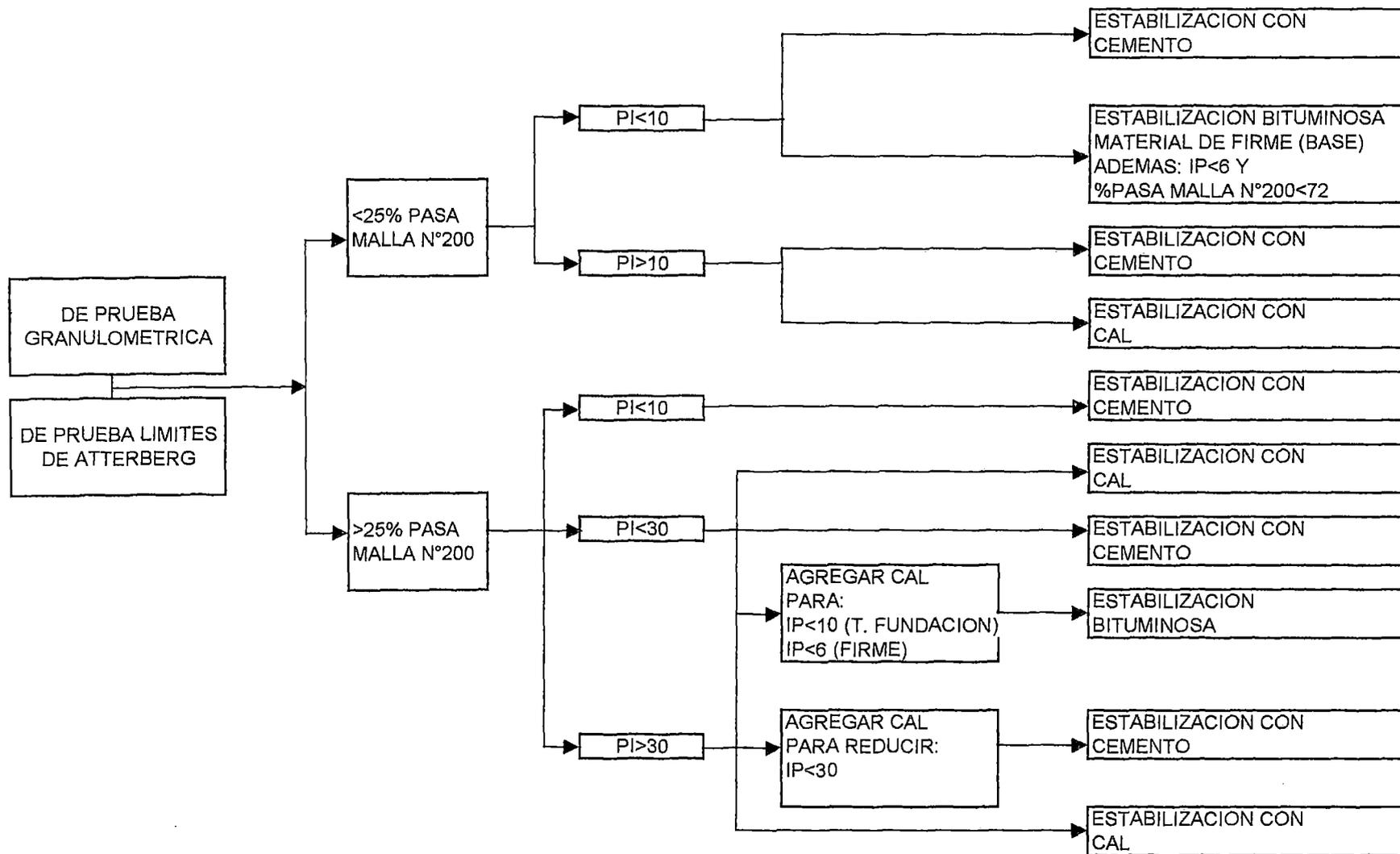
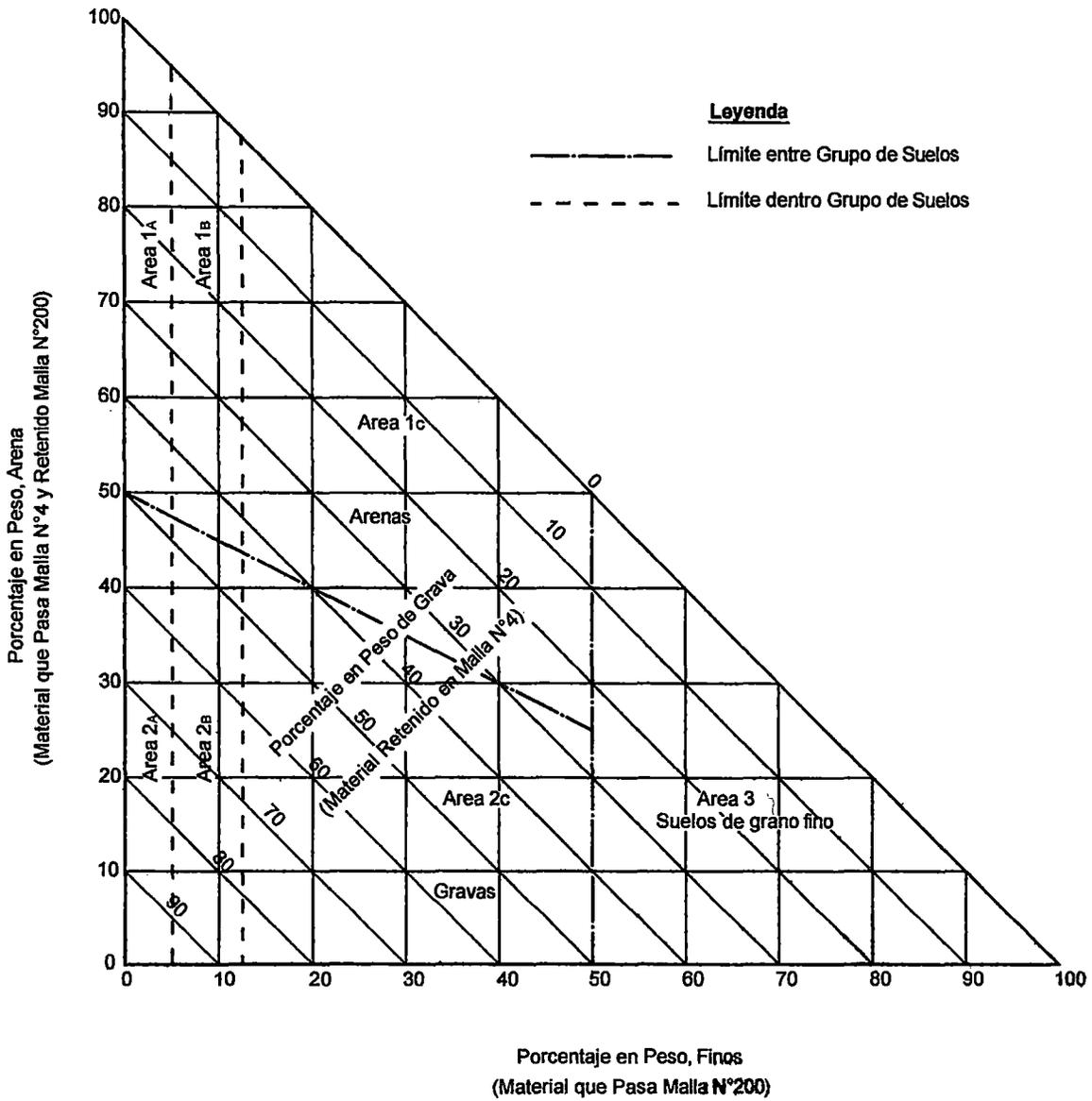


Gráfico 1.1.1.00b



Triángulo de Gradación para Selección del tipo de Suelo y Area de Grupo (After Departamento de la Armada de los EEUU, 1983)

Tabla 1.1.1.00
Guía para la Selección de Estabilizador Químico (Departamento de la Armada de los EEUU, 1983)

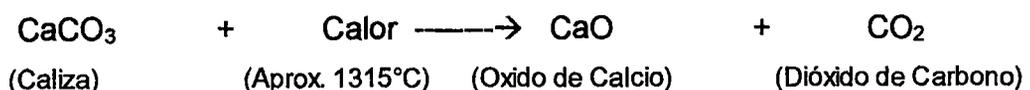
Area de Grupo	Clasificación del Suelo	Estabilizador Recomendado	Restricción del LL y IP del Suelo	Observación
1a	SW o SP	Cemento Portland Cal-Cemento-Ceniza Volante	IP<=25	
1b	SW-SM, SP-SM SW-SC, o SP-SC	Cemento Portland Cal Cal-Cemento-Ceniza Volante	IP<=30 IP=>12 IP<=25	
1c	SM,SC, o SM-SC	Cemento Portland Cal Cal-Cemento-Ceniza Volante	IP<=20-[(50-P200)/4] ¹ IP=>12 IP<=25	
2a	GW o GP	Cemento Portland Cal-Cemento-Ceniza Volante	IP<=30 IP<=25	P4=>45% ²
2b	GW-GM, GP-GM GW-GC, o GP-GC	Cemento Portland Cal Cal-Cemento-Ceniza Volante	IP<=30 IP=>12 IP<=25	P4=>45% ²
2c	GM, GC, o GM-GC	Cemento Portland Cal Cal-Cemento-Ceniza Volante	IP<=20-[(50-P200)/4] ¹ IP=>12 IP<=25	P4=>45% ²
3	CH, CL, MH, ML OH, OL, o ML-CL	Cemento Portland Cal	LL<40; IP<20 IP=>12	Suelo no Orgánico o Suelo Altamente ácido

-Nota 1: P200: Porcentaje que pasa la malla N°200

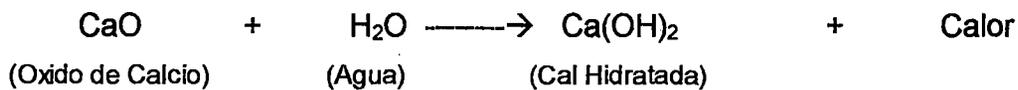
-Nota 2: P4: Porcentaje que pasa la malla N°4

1.1.1.01.- ESTABILIZACION DE SUELOS EMPLEANDO CAL HIDRATADA

La cal hidratada es un producto obtenido a partir de la calcinación de las calizas (calcificas o dolomíticas). Las cales se producen a partir de la calcinación de las piedras calizas a altas temperaturas, para producir en primera instancia el oxido de calcio; la reacción química, la cual es reversible que describe este proceso es la siguiente:



El oxido de calcio es hidratado para dar origen a la cal hidratada (polvo blanco) designada como Hidróxido de calcio Ca(OH)₂, la reacción química que describe este proceso es la siguiente:



La cal hidratada es la forma de cal mayormente usada en la estabilización de suelos, otras formas de cal, usadas en trabajos de estabilización son las cales dolomíticas deshidratadas, cales dolomíticas monohidratadas, y el oxido de calcio a partir de rocas dolomíticas.

Al reaccionar la cal con el agua la reacción que se genera es exotérmica, mayor en el óxido de calcio que en el óxido de magnesio, se produce su hidratación lo que se acompaña con un incremento de volumen.

Cuando se presentan arcillas en terrenos donde se quiere cimentar un pavimento es necesario recurrir a una estabilización con el objeto de incrementar su resistencia y disminuir su sensibilidad a cambios volumétricos debido a variaciones en el contenido de agua.

Los efectos del mejoramiento del suelo con cal son los siguientes:

- Reducción del índice de plasticidad en forma considerable.
- El agua y la cal colaboran para acelerar la disgregación de los granos de arcilla durante la operación de pulverizado, lo cual facilita la trabajabilidad. Se reduce los efectos aglomerantes.

Cualquiera que sea el procedimiento empleado para el diseño de la estabilización, es conveniente mencionar que existe un punto en el cual el contenido de cal es óptimo, mas allá del cual, prácticamente no produce mejorías notables en el material, al menos en el corto plazo. A este punto se le denomina "punto de fijación" y nos indica que para este contenido de cal en la mezcla, se ha completado la reactividad potencial de los minerales arcillosos e inclusive de la materia orgánica. En la Figura 1.1.1.01 se muestra algunas variaciones de los índices de plasticidad para varios contenidos de cal hidratada, de algunos suelos.

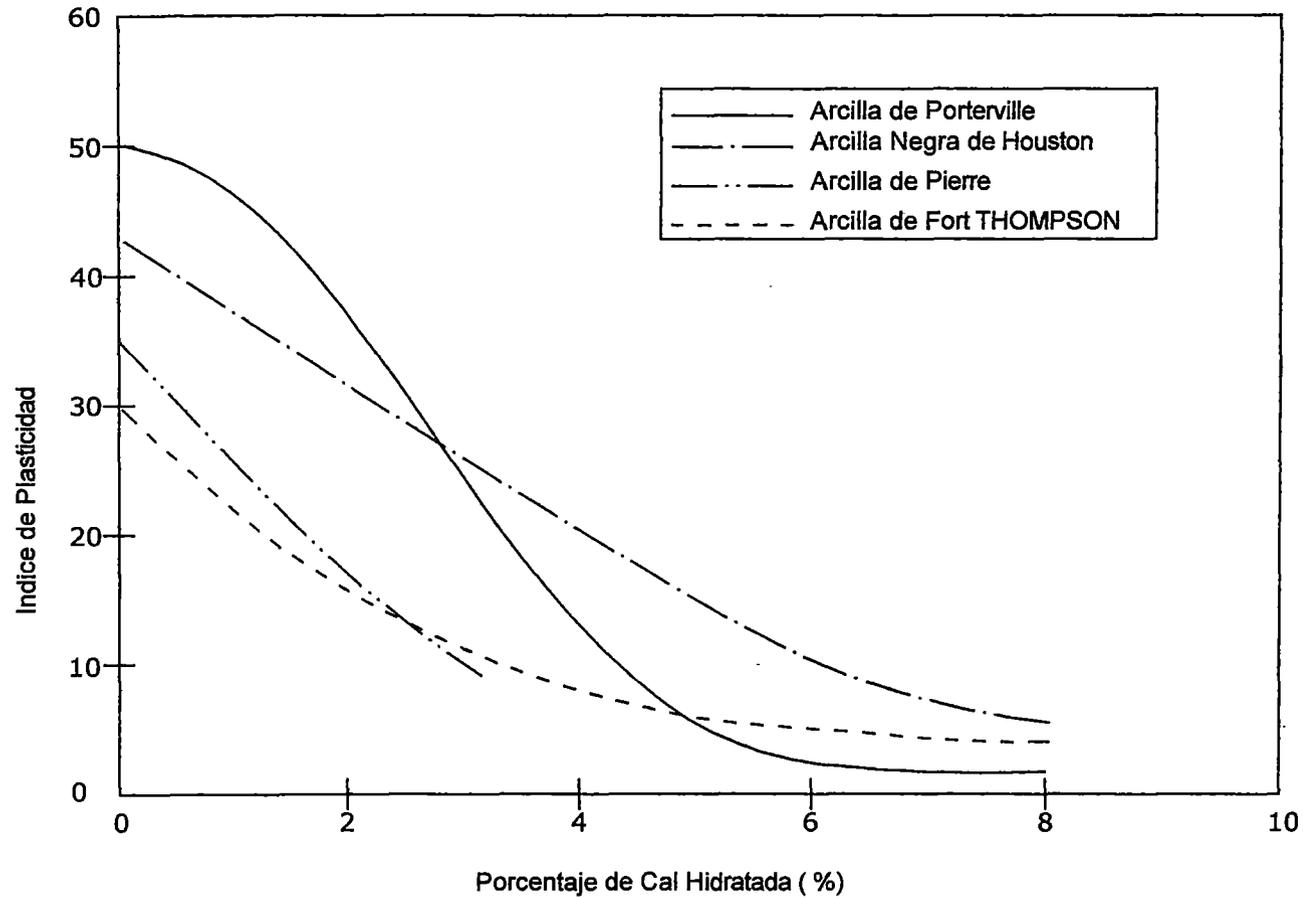


Figura 1.1.1.01 Porcentaje de Cal Hidratada Vs. Indice de Plasticidad para diferentes suelos. Esta reacción es inmediata y no se requiere de largos tiempos de curado (After Holtz, 1969)

Es importante señalar la necesidad de realizar pruebas de laboratorio para cada tipo de suelo, y poder observar el grado de mejoramiento que se alcanza, para diferentes porcentajes de cal en la mezcla suelo-cal.

1.1.1.02.- ESTABILIZACION DE SUELOS EMPLEANDO CEMENTO

Este método de estabilización de suelos basado en la adición de cemento considera dos criterios fundamentales, la durabilidad y la resistencia, lo cual trae como consecuencia un aumento en el costo del tratamiento.

Para una estabilización con cemento se requiere una buena disgregación del suelo (especialmente en el caso de las arcillas), la adición del cemento mezclado en seco y adición de agua tanto para fraguado como para compactación. Una vez hidratado el cemento se obtiene una mezcla mas dura y resistente que un suelo sin estabilizar. La adición de pequeñas cantidades de cemento, del orden del 2% a 3% puede modificar las propiedades del suelo, mientras que cantidades del orden de 5 a 8% pueden originar que el suelo cambie radicalmente sus propiedades.

La Tabla 1.1.1.02 muestra las cantidades de cemento recomendadas para realizar las pruebas previas a la determinación del porcentaje de cemento que intervendrá en la mezcla suelo-cemento.

Tabla 1.1.1.02

Cantidades de Cemento para varios grupos de suelos (after, ACI 230.1R-90)

Clasificación AASHTO	Clasificación SUCS	Rangos Típicos de Cemento, (% en Peso)	Contenido Típicos de Cemento para pruebas de densidad-humedad, % en peso)	Contenido Típicos de Cemento para pruebas de durabilidad, % en peso)
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3 - 5	5	3 - 5 - 7
A-1-b	GM, GP, SM, SP	5 - 8	6	4 - 6 - 8
A-2	GM, GC, SM, SC	5 - 9	7	5 - 7 - 9
A-3	SP	7 - 11	9	7 - 9 - 11
A-4	CL, ML	7 - 12	10	8 - 10 - 12
A-5	ML, MH, CH	8 - 13	10	8 - 10 - 12
A-6	CL, CH	9 - 15	12	10 - 12 - 14
A-7	MH, CH	10 - 16	13	11 - 13 - 15

Una desventaja que existe en la estabilización con cemento es la disgregación necesaria de las arcillas lo cual puede ser bastante costoso. Se puede mencionar como la alternativa un tratamiento previo de la arcilla con 2% de cal con la finalidad de reducir la cohesión en dicha arcilla. Debe hacerse hincapié en que cuando se tenga un suelo con alto contenido de arcilla se tendrán problemas tanto de pulverización como también de mezclado y finalmente para lograr mejoramientos notables en el suelo es de esperarse que se requieran altos porcentajes de cemento.

Sobre la base de estudios de las montmorillonitas, caolinitas e illitas se ha encontrado que en un periodo de curado de hasta 7 días, se desarrollan resistencias mas altas utilizando cemento portland tipo I, que las obtenidas utilizando cemento portland tipo II, debido probablemente al mayor contenido de aluminato tricálcico en el cemento tipo I. En estudios con suelos loésicos y arenosos se ha llegado a la conclusión de que el cemento tipo III proporciona mayores resistencias al intemperismo y compresión simple que en el caso del cemento tipo I.

La estabilización de suelos inertes no tendrá inconvenientes y las reacciones del suelo y cemento serán semejantes al caso de los concretos. Se podría pensar en limitaciones de orden práctico como por ejemplo gravas limpias bien graduadas o roca triturada en donde la estabilización con cemento puede no solo ser innecesaria, sino inclusive generar problemas de agrietamiento.

La presencia de material orgánico y sales en el suelo, especialmente los sulfatos pueden retardar o evitar la hidratación normal del cemento, en las mezclas de suelo y cemento. Una de las razones por la cual la materia orgánica retarda el efecto de la hidratación puede ser el hecho de que dicha materia orgánica absorbe iones de calcio; por ende si se agrega calcio en forma de cloruro de calcio o cal hidratada se satisface la capacidad de absorción de iones de calcio en la materia orgánica y se puede en algunos casos lograr un material adecuado para la estabilización.

Es importante que a un suelo que va a ser estabilizado con cemento se le determine previamente la presencia o ausencia de sulfatos mediante

procedimientos químicos, ya que la adición de iones de calcio y agua en exceso resulta de poco valor cuando se emplea cemento portland tipo V o sea los resistentes al ataque de los sulfatos.

Los suelos estabilizados con cemento portland tienen las mismas tendencias que en el caso de los concretos en lo que se refiere al aumento de la resistencia con el tiempo, efectos de curado, temperatura de curado, homogeneización de la mezcla, etc.

1.1.1.03.- ESTABILIZACIÓN DE SUELOS UTILIZANDO CENIZA VOLANTE

La estabilización de suelos con el uso de ceniza volante tiene buenos resultados en suelos granulares y suelos finos. Este tipo de estabilización se usa frecuentemente en combinación con la cal, y en algunos casos se añade cemento. Los factores que influyen más en la reactividad y en la calidad de las cenizas volantes son la fuente de carbón, el grado de pulverización del carbón, la eficiencia de la operación de quemado y los métodos de colección y almacenamiento de la ceniza. La ASTM clasifica a las cenizas volantes como tipo C o tipo F (ASTM Designation C). La principal diferencia es el porcentaje de cal en la ceniza volante.

Los factores que influyen la magnitud y el porcentaje de la reacción de cal y ceniza volante incluyen la cantidad de cal libre añadida, la cantidad de sílice y alúmina en la ceniza volante, la presencia de carbón y la fineza de la ceniza, la humedad adecuada para una completa reacción, la densidad de compactado del terreno de fundación, la temperatura y la edad del terreno de fundación o capa del pavimento. Los procedimientos para evaluar la conformidad de la ceniza volante para usarla en una mezcla de cal y ceniza volante se describe en la ASTM C593.

El procedimiento general de diseño en una estabilización cal-ceniza volante, es añadir la cantidad necesaria de ceniza volante para rellenar los vacíos de la mezcla haciéndola más densa, el siguiente paso es agregar suficiente cal hidratada para maximizar la reacción puzolánica entre la cal y la ceniza volante. (Ensayo ASTM C-593).

La estabilización con ceniza volante mas la adición de cal y cemento, es recomendada para suelos granulares, y la presencia del cemento en la mezcla es justificada si se quiere acelerar e incrementar el esfuerzo a compresión.

Estos tipos de mezclas son recomendados para los suelos de grano grueso con menos del 12% en peso del material que pasa el tamiz N°200 y que el índice de plasticidad no exceda el 25%. La cantidad de cemento Pórtland promedio necesaria en la mezcla es 1%, para aumentar los esfuerzos a compresión, siguiendo los pasos del ensayo anteriormente mencionado, ASTM C-593. La cantidad total de cal, cemento y ceniza volante no debe exceder el 15% en peso de la mezcla.

La presencia de ceniza volante junto con cal hidratada y cemento, proporciona a los suelos mayores esfuerzos de corte y consecuentemente la capacidad de soporte se incrementa. La durabilidad es a menudo medida en términos de la pérdida de peso, reducción de esfuerzos, absorción y ablandamiento.

1.1.1.04.- METODO ELECTROQUIMICO CON ACEITE SULFONADO

El aceite sulfonado es un ácido derivado de la fracción naftaleno del petróleo sulfonado. Es un líquido espeso de color gris oscuro, con una gravedad específica de 1.15. Su viscosidad es ligeramente menor a la del agua, miscible en ella, a la cual ioniza con extrema rapidez, su solución es acuosa de alta conductibilidad.

Las partículas de arcilla debido a su composición mineralógica, tienen exceso de aniones por lo cual atraen los cationes del agua, haciendo que esta se adhiera a ellas formando el agua pelicular (capa doble).

Un efecto del aceite sulfonado sobre el suelo es su densificación al desprenderse el agua pelicular de los finos en un proceso electroquímico irreversible y drenar como agua libre, las partículas sedimentan y se orientan atrayéndose entre sí, lográndose una alta cohesión entre ellas, debido a los enlaces electroquímicos. De esta forma se obtiene una alta densificación del suelo que reduce la estructura porosa capilar y el ascenso de agua por tensión superficial, aumentando su resistencia y por consiguiente su capacidad portante.

Después del tratamiento con el aceite sulfonado, el proceso electroquímico continua produciéndose en el suelo con el tiempo, por lo cual la densidad y compactación de la masa aumenta gradualmente con la sobrecarga de tráfico en una carretera.

Los resultados obtenidos en una estabilización de suelo con aceite sulfonado son:

- Incremento de la densidad
- Reducción de humedad
- Disminución de la capilaridad y la compresibilidad
- Aumento de la resistencia al esfuerzo cortante por incremento de la cohesión debido a enlaces electroquímicos entre partículas y a la disminución de la presión de poros.

1.1.2.00.- MEJORAMIENTO DE TERRENOS DE FUNDACION USANDO GEOSINTETICOS

Los geosintéticos utilizados para mejorar terrenos de fundación en pavimentación se dividen en dos clases de acuerdo a su función, el primer tipo de geosintético son los Geotextiles cuya finalidad principal es la separación, filtración y refuerzo (esta última en los últimos años a sido transferida a la función que desempeña una geomalla por su alta capacidad de resistir esfuerzos a tensión), el segundo tipo de geosintético son las geomallas que cumplen una función principal de refuerzo. Un tercer tipo de geosintético son los Geocell o Geoweb que al igual que las geomallas cumplen la función de reforzar los suelos pero con la diferencia que estos son estructuras tridimensionales hechas de polietileno, y cuya función es confinar al suelo haciéndolo más estable, por el aumento de la resistencia al corte. (Ver sección 1.3.1.05).

En esta sección, se hace mención a uno de los temas centrales de la tesis la cual describe como se puede mejorar el terreno de fundación sobre el cual se colocarán y se compactarán las capas estructurales del pavimento. Este tipo de mejoramiento del suelo es denominado Estabilización Mecánica mediante el uso de Geomallas, las cuales son usadas exitosamente en los Estados Unidos de

Norteamérica desde los años 1980s para reforzar rellenos y estructuras de pavimentos y permitir la construcción de vías sobre suelos de baja capacidad de soporte. Con la colocación de una geomalla sobre el terreno de fundación se logra obtener una mejor distribución de las cargas sobre la superficie de subrasante. Incrementa significativamente la capacidad de soporte del terreno de fundación previniendo fallas por corte local. Esta opción de mejoramiento del terreno de fundación podría ser una alternativa a la opción de tener que reemplazar un terreno de fundación malo (de baja capacidad portante) reduciendo o eliminando los volúmenes de corte y/o relleno; o utilizar una estabilización química.

Asimismo una geomalla puede actuar como separador del material de terreno de fundación del material de cimiento o firme (Cuando el material de cimiento o firme es bien graduado, y por consiguiente puede actuar como un filtro en estado compactado).

En el siguiente Cuadro 1.1.2.01 se puede ver cuales son las diferencias que existen entre las diferentes clases de Estabilización Química y una estabilización mecánica con geomallas.

Cuadro 1.1.2.01

Comparación de Opciones para Estabilización de Terrenos de Fundación			
Estabilización con Cal	Estabilización con Cemento	Reemplazo del Material de Terreno de Fundación	Mejoramiento con Geomallas
Buen funcionamiento en zonas donde no hay efecto de heladas.	Buen funcionamiento en zonas donde no hay efecto de heladas.	Los costos de excavación, acarreo y conformación de botaderos se incrementan en esta opción.	Buen funcionamiento en zonas con efecto de heladas, y no requiere de excavaciones, acarreos u otro tipo de trabajo adicional a la instalación de geomallas.
Requiere de un control especial para conservar el medio ambiente. Requiere un control de seguridad para con el personal de obra.	Requiere de un control especial para conservar el medio ambiente. Requiere un control de seguridad para con el personal de obra.	Incrementa los requisitos de los materiales de base.	No requiere de un control especial del medio ambiente.
El proceso de congelamiento y deshielo, y los cambios de humedad pueden llevar a un deterioro del pavimento.	Los agrietamientos por esfuerzos de tensión de los materiales tratados con cemento pueden llevar a una aceleración en el tiempo del deterioro o falla del pavimento reflejándose por rajaduras reflejas en la superficie.	No se deteriora con el tiempo.	No se deteriora con el tiempo.

1.2.0.00.- MEJORAMIENTO DE FIRMES. SISTEMAS CONVENCIONALES. USANDO GEOSINTETICOS

1.2.1.00.- MEJORAMIENTO DE FIRMES CON SISTEMAS CONVENCIONALES

1.2.1.01.- ESTABILIZACION DE FIRMES EMPLEANDO ADITIVOS

La aplicación de los aditivos se basa principalmente en el mejoramiento del material a ser utilizado como cimiento o firme, por medio de una modificación en las propiedades mineralógicas del material. Así mismo mejora el terreno de fundación si esta estuviera conformada de un material blando (arcillas) que representen un problema para cimentar la estructura del pavimento.

Estos aditivos aplicados a suelos cohesivos (plásticos) mejoran su comportamiento en forma progresiva, justificando su uso cuando el índice de plasticidad es mayor a 5% o en general cuando se requiera una reducción de la permeabilidad y plasticidad en suelos arcillosos, además incrementa la solidez (capacidad de soporte).

Cuando se requiere un mejoramiento del material de cimiento o firme, un aditivo permite acelerar y fortalecer la unión de estos materiales del pavimento haciendo de estas capas más densas y cohesivas, y su resistencia a la compresión aumenta con el tiempo.

1.2.1.02.- ESTABILIZACION DE FIRMES UTILIZANDO CEMENTO ASFÁLTICO

Según el aglomerante que se use este tipo de firmes pueden ser firmes de concreto asfáltico y firmes con asfalto emulsificado. Las ventajas que ofrece un firme tratado con asfalto son similares a las que otorga una base reforzada con geomallas, así por ejemplo se tiene que un firme asfáltico resiste los esfuerzos del pavimento, mucho mejor que los firmes de agregados no tratados; los cuales poseen una resistencia a la tensión muy baja o casi nula, consecuentemente los firmes tratados con asfalto pueden ser construidas con menores espesores que los firmes no tratados.

Un firme tratado con asfalto reduce los requerimientos de los materiales, luego los agregados sobrantes del revestimiento o carpeta asfáltica pueden ser usados en

la construcción de firmes asfálticos. El tipo de asfalto a usar en este tipo de estabilización depende de las condiciones climatológicas de la zona, y los materiales de firme deberán cumplir con ciertos requisitos granulométricos.

Los firmes asfálticos pueden ser usados por el tráfico de la construcción antes de colocar el revestimiento, agilizando de esta manera la construcción.

1.2.1.03.- ESTABILIZACION DE FIRMES UTILIZANDO CEMENTO PÓRTLAND

Se pueden obtener grandes aumentos en la resistencia a la compresión cuando se crean firmes y cimientos tratados con cemento. Cuando se combinan el cemento, el suelo y el agua, se forma inmediatamente una adherencia cementosa entre las partículas del suelo. Esta mezcla sigue ganando en fortaleza durante largo tiempo. Firmes tratados con cemento que han sido comprobados después de un cierto número de años continúan mostrando aumentos considerables en resistencia a la compresión.

La estabilización con cemento es óptima cuando el cimientos o firme son de naturaleza granulosa con un bajo índice de plasticidad. Las cantidades de cemento recomendados se presentan en la Tabla 1.1.1.02, la misma que es usada para una estabilización de terrenos de fundación.

1.2.1.04.- ESTABILIZACION DE FIRMES UTILIZANDO CAL

La estabilización con cal seca o en lechada es una manera comprobada de mejorar los firmes que tienen altos contenidos de arcilla. La cal se usa para mitigar el efecto perjudicial de la arcilla en la sección estructural. Esto sucede aun con los firmes que tienen una naturaleza predominantemente granulosa.

El efecto de la cal en los suelos magros tiene muchas ventajas. Sus efectos se ven en un aumento de las fuerzas de tracción y de compresión, en la reducción de las características de contracción y expansión, y en el aumento a la resistencia de la penetración del agua. Pero la ventaja principal es la reducción en el índice de Plasticidad del firme. Al igual que en el caso de la estabilización del terreno de fundación con cal, la Figura 1.1.1.01, muestra como varía el índice de plasticidad con el contenido de cal en el suelo, para ciertos tipos de suelos.

1.2.1.05.- ESTABILIZACION DE FIRMES CON EL USO DE CENIZA VOLANTE.

La ceniza volante o las mezclas de ceniza volante y cal o la de ceniza volante, cal y cemento son agentes estabilizadores populares. La ceniza volante combinada con muchos tipos de suelos forma productos de cementación cuando hay presencia de agua. Cuando se compacta a un óptimo contenido de agua, los materiales del firme tratado con ceniza volante muestran notables aumentos de fortaleza e impermeabilidad. Normalmente, la ceniza volante se esparce en el camino pulverizado con una distribuidora mecánica para asegurar un índice de aplicación uniforme y para limitar el polvo fugitivo. Una segunda pasada de mezcla se hace con una máquina de recuperación para impartir uniformidad al material de firme tratado con la ceniza volante. (El principio de la estabilización con ceniza volante, es el mismo descrito en el acápite 1.1.1.03.)

1.2.1.06.- ESTABILIZACION DE FIRMES UTILIZANDO CLORURO DE CALCIO

El cloruro de calcio líquido es un aditivo popular en áreas donde el ciclo de congelación y deshielo puede causar levantamientos del pavimento. El cloruro de calcio baja el punto de congelación de los materiales de firme. Y también ayuda a aumentar la capacidad de soporte del firme.

El cloruro de calcio líquido se aplica a la plataforma con un camión distribuidor antes de conformar la capa de firme. Después de conformar y compactar el nuevo firme, se le puede dar una segunda aplicación de cloruro de calcio líquido para sellar la superficie.

1.2.2.00.- ESTABILIZACION O REFUERZO DE FIRMES CON EL USO DE GEOSINTETICOS

Otro punto principal sobre el cual se centra la presente tesis es el tema del Reforzamiento del firme con la colocación de una geomalla y cuyas ventajas y efectos son el incremento del periodo de vida útil del pavimento, reducción de la formación de hundimientos en la superficie a través de movimientos laterales del material granular del cimientó y firme, reduce los costos por mantenimiento durante el ciclo de vida útil y opcionalmente se puede diseñar pavimentos con

espesores menores comparados con pavimentos que no incluyen una geomalla. Consecuentemente se reducen los requerimientos de los materiales que conforman el firme reforzado. Cabe señalar que la alternativa de reforzar un firme con una geomalla es una técnica opcional, en adición a las existentes y conocidas; en ese sentido queda remarcada una solución de mejoramiento de pavimentos asfálticos, por la cual los diseñadores pueden inclinarse.

Este tipo de estabilización o mejor dicho reforzamiento del firme es recomendado para pavimentos emplazados sobre terrenos de fundación con valores de CBR mayores a 3%.

A continuación se muestra la Tabla 1.2.2.01, en la cual se detallan los usos granulométricos que deben de cumplir los materiales de firme (de preferencia) para poder reforzarlos adecuadamente con geomallas.

Tabla N° 1.2.2.01

GRADACION DEL MATERIAL DE FIRME O CIMENTO, RECOMENDADO	
MALLA	% PASA
1 ½"	100
¾"	50 – 100
N° 4 (1/4")	25 – 50
N° 40	10 – 20
N° 100	5 – 15
N° 200	MENOS DE 10

1.3.0.00.- GEOSINTETICOS EN CARRETERAS: CLASIFICACION, FUNCIONES Y APLICACIONES

En los últimos años, la aplicación de los geosintéticos en los diversos campos de la Ingeniería Civil se ha visto incrementado, aplicando novedosas técnicas que otorgan muchas ventajas tanto en el proceso de diseño (nuevas alternativas de diseño) como en los diversos métodos constructivos que se plantean en una obra determinada.

Existe un elemento principal en toda obra ingenieril: el “Suelo”, es a partir de este sobre el cual se predimensiona y luego se diseña una estructura. En tal sentido el suelo debe cumplir con diversos requisitos antes de proyectar el emplazamiento de una estructura. Cuando se presentan problemas de suelo inadecuado ya sea para cimentar o aprovecharlo como material de construcción, surgen varias alternativas de solución:

La primera es aceptar el material tal como se encuentra y realizar un diseño con los parámetros del suelo inalterado asumiendo las restricciones impuestas por la calidad del material; la segunda es efectuar un reemplazo del suelo natural por uno de mejor calidad; la tercera es modificar las propiedades del material existente de tal forma que se obtenga un material que cumpla con los requisitos impuestos o al menos que la calidad sea mas adecuada; la cuarta alternativa es el mejoramiento del terreno con el uso de geosintéticos conformando una estructura suelo – geosintético con mejores características.

La presente tesis abarca la aplicación de los geosintéticos en proyectos de carreteras y en el caso mas concreto el uso de Geogrids o Geomallas, las cuales proporcionan diversas ventajas estructurales y económicas al pavimento. En la mayoría de los casos la utilización de una geomalla es necesaria por diferentes condiciones locales tales como: Terreno de fundación inadecuado, escasez de material para la conformación de las capas granulares, o por contar con un presupuesto limitado y un plazo de ejecución “corto”.

1.3.1.00- CLASIFICACION DE LOS GEOSINTETICOS

Los geosintéticos son materiales, que se fabrican a partir de varios tipos de polímeros y se utilizan para mejorar y hacer posible la ejecución de ciertos proyectos de ingeniería civil y geotecnia.

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los geosintéticos han posibilitado el desarrollo de proyectos de construcción y mecánica de suelos.

Los polímeros usados para la fabricación de los geosintéticos son los siguientes:

- Polipropileno
- Poliéster
- Polietileno
- Poliamida (nylon)

Los geosintéticos se dividen tradicionalmente en geotextiles, geomallas y geomembranas, aunque mas recientemente se han incorporado a la clasificación las georredes o geonet, los geocompuestos y las geoceldas.

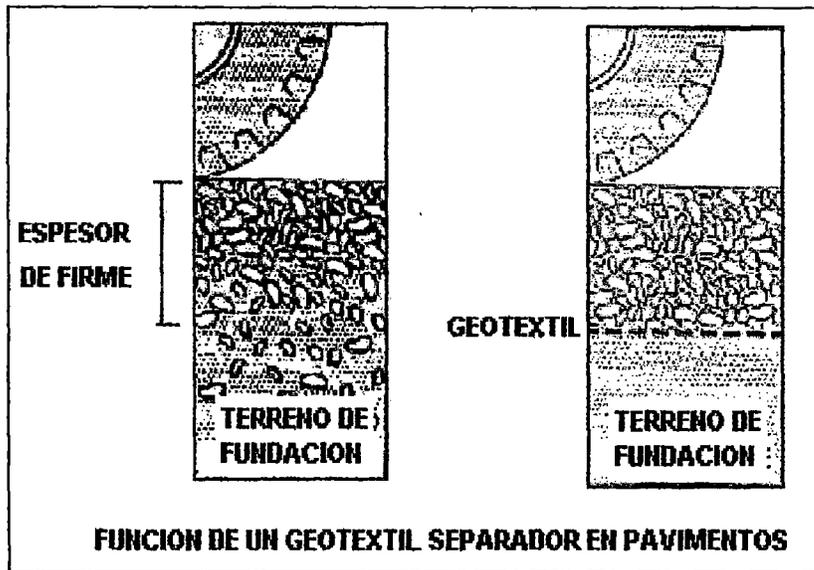
1.3.1.01.- LOS GEOTEXTILES

Según la Norma ASTM D-4439, un geotextil se define como: "Un geosintético permeable, compuesto únicamente de textiles".

Los geotextiles son materiales textiles que tienen un menor tamaño de "abertura" de malla comparados con las geomallas. Los geotextiles se utilizan para realizar todas las funciones que se describen mas adelante y las geomallas se utilizan solamente para refuerzo.

Los geotextiles se usan primariamente en aplicaciones no estructurales (drenaje, separación, filtración). Sus más comunes usos son como *separador*, para prevenir la mezcla de dos suelos con diferentes granulometrías, como por ejemplo separar el terreno de fundación y el firme como se ilustra en la Figura 1.3.1.01.

Figura 1.3.1.01



Esta separación previene la penetración de los agregados dentro del terreno de fundación y la ascensión del suelo del terreno de fundación hacia el firme, en consecuencia se logra mantener el espesor de la capa de firme. (Notar que la intrusión de finos puede llevar a una considerable disminución del esfuerzo al corte de los agregados). Un geotextil también funciona como filtro, en una aplicación de separación. En conclusión, se considera primero una separación y segundo una función de filtración.

Basado en la experiencia, Holtz (1995) considera las condiciones del terreno de fundación mostradas en la Tabla 1.3.1.01 para las cuales se debería usar un geotextil. Holtz también recomienda usar geotextiles según la relación entre el CBR del terreno de fundación y el esfuerzo de corte del material de fundación, tal como se describe en la Tabla 1.3.1.02; notar que las funciones de los geotextiles como refuerzo sólo se recomiendan con terrenos de fundación muy débiles y donde la formación de surcos o ahuellamientos es probable durante la conformación del firme.

TABLA 1.3.1.01
CONDICIONES DEL MATERIAL DEL TERRENO DE FUNDACION MAS APROPIADAS PARA
EL USO DE UN GEOTEXTIL

CONDICION	DESCRIPCIÓN
Suelo	Suelo Pobre (SUCS: SC, CL, CH, ML, MH, OL, OH, PT; AASHTO: A-5, A-6, A-7-5, A-7-6)
Esfuerzo de Corte	Esfuerzo de corte sin drenaje $c_u < 90 \text{ kPa}$ CBR < 3 (Nota: Método CBR ASTM D4429) Razón de soporte del suelo in-situ $M_r \text{ Aprox. } 30 \text{ Mpa}$
Nivel Freático	Próximo a la superficie
Susceptibilidad del suelo	Alta susceptibilidad

TABLA 1.3.1.02
RELACIONES DE ESFUERZO DEL MATERIAL DEL TERRENO DE FUNDACION Y FUNCIONES
DE LOS GEOTEXTILES

ESFUERZO DE CORTE SIN DRENAJE (Kpa)	CBR DE TERRENO DE FUNDACIÓN	FUNCIONES DE LOS GEOTEXTILES
60 – 90	2 – 3	Filtración y posiblemente separación
30 – 60	1 – 2	Filtración, separación, y posiblemente refuerzo
< 30	< 1	Todas las funciones, incluyendo refuerzo

De acuerdo con el proceso de fabricación, los geotextiles se pueden clasificar en *geotextiles tejidos* y *geotextiles no tejidos*.

En los *geotextiles tejidos* las fibras que lo componen se presentan en dos direcciones preferentes, llamadas trama y urdimbre, las cuales son perpendiculares entre sí. En los *geotextiles no tejidos* las fibras tienen direcciones aleatorias.

Los *geotextiles tejidos* de alta resistencia sirven para estabilizar y reforzar las capas de cimentación, aumentando la capacidad portante de una carretera.

Los *geotextiles no tejidos* se dividen en termosoldados y en agujereados. En los primeros el proceso de producción emplea el calor para unir las fibras. En los segundos, las fibras se unen por un proceso de compactación por agujas.

1.3.1.02.- LAS GEOMALLAS

Las geomallas son un tipo de geosintético cuya función principal es el reforzar el suelo, aumentando su esfuerzo a tensión, y se usa especialmente como refuerzo de estructuras de contención, taludes y terraplenes, en mejoramientos de terrenos de fundación y refuerzos de firmes de un pavimento. Las geomallas se fabrican a partir de fibras sintéticas de alto módulo elástico y de baja fluencia.

El proceso de fabricación de las geomallas en general es a partir de láminas o de hilos extruidos de polietileno (geomallas uniaxiales), polipropileno o de fibras gruesas de poliéster (geomallas biaxiales); de alto módulo elástico, tejidas o unidas entre sí mediante diferentes procesos de fabricación.

La fabricación se puede realizar perforando sobre una lámina o geomembrana pequeños orificios siguiendo un patrón uniforme o estruyendo hilos en forma de malla. La malla obtenida es luego pretensionada en una o dos direcciones.

Por ejemplo esta fabricación se puede describir de la siguiente manera: la malla es colocada sobre una serie de rodillos, cada uno girando a una velocidad mayor que la precedente, de tal manera que se inducen sobre estos esfuerzos longitudinales y que originan una determinada deformación del entramado en la dirección de la máquina. La estructura molecular del polímero es altamente elongada en un estado preferencial donde la resistencia a la fluencia se ha incrementado sustancialmente con respecto al material originalmente no deformado. Debido a que las geomallas poseen un alto módulo de tensión son usadas para la función de refuerzo desplazando la antigua técnica de usar geotextiles para tal función. Además poseen propiedades resistivas especiales como son la rigidez torsional (resistencia a la deformación angular en el plano), la rigidez flexural (resistencia al dobles) y una alta resistencia a la tensión en los nudos del entramado.

- GEOMALLAS UNIAXIALES

Las geomallas uniaxiales son fabricadas a partir de resinas seleccionadas de polietileno y son resistentes a la deformación cuando se someten a grandes cargas durante periodos de tiempo prolongados. Estas geomallas soportan grandes cargas de tracción aplicadas en una dirección (la del rollo) y su estructura reticular abierta se traba con los materiales de rellenos naturales.

- GEOMALLAS BIAXIALES

Las geomallas biaxiales están fabricadas con resinas selectas de propileno o copolímeros (polipropileno) y también de fibras de poliéster; que resisten grandes cargas dinámicas a corto plazo o cargas moderadas a largo plazo. Este tipo de geomalla soporta cargas aplicadas en cualquier dirección en el plano de la geomalla.

Las características de las geomallas son las siguientes:

1.- Modulo inicial a tensión.- es la resistencia real inicial a la elongación cuando el material es expuesto a una carga. (Método de Prueba: GRI-GG1). Es medido en KN/m.

2.- Esfuerzo a Tensión a 2% de Deformación Unitaria.- es el esfuerzo a tensión para un nivel de 2% de deformación unitaria. (Método de Prueba: GRI-GG1). Es medido en KN/m.

3.- Esfuerzo a Tensión a 5% de Deformación Unitaria.- es el esfuerzo a tensión para un nivel de 5% de deformación unitaria. (Método de Prueba: GRI-GG1). Es medido en KN/m.

4.- Esfuerzo en Uniones.- es la resistencia que poseen en las uniones del entramado de la geomalla. (Método de Prueba: GR1-GG2). Es medido en KN/m.

5.- Rigidez Torsional.- es la resistencia que tiene la geomalla para resistir momentos rotacionales en su plano, y es medido por la aplicación de un momento de 20 Kg-cm en la unión central de un espécimen de 9"x9", según la metodología U.S. Army Corps of Engineers. Es medido en mg-cm.

6.- Rigidez Flexural.- es la resistencia al dobles que tiene la geomalla para resistir deformaciones debido a momentos flectores. (Método de Prueba: ASTM D5732-95).

7.- Resistencia a Daños de Instalación.- es la resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la geomalla es expuesta a esfuerzos de instalación en suelos: SC/SW/GP. (Método de Prueba: ASTM D-5818).

8.- Resistencia a la Degradación.- es la resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la geomalla es expuesta a medios ambientes químicamente agresivos. (Método de Prueba: EPA 9090 Immersion Testing).

Es necesario señalar que las características descritas pertenecen a las geomallas biaxiales Tensar, fabricadas de polipropileno; a las que les corresponde el método de diseño desarrollado en la presente tesis, y que adopta normas americanas de diseño como la AASHTO de 1993.

1.3.1.03.- LAS GEOMEMBRANAS

Las geomembranas son láminas poliméricas impermeables, utilizadas como barrera de líquidos y sólidos.

Las membranas se clasifican de acuerdo a su composición en:

- Geomembrana Sintética; este tipo de geomembrana es un producto cuyo principal componente es un polímero sintético, polietileno, polipropileno, pvc u otros productos sintéticos.

- Geomembrana Bituminosa; es una geomembrana cuyo principal componente es un compuesto bituminoso.
- Geomembrana Bentonítica; es una geomembrana cuyo principal componente es una arcilla bentonita en polvo o granos.

1.3.1.04.- GEORREDES O GEONET.- Elemento sintético que presenta alta capacidad de transporte de fluidos en su plano (transmisividad), cuya función es transportar los fluidos en aplicaciones de drenaje horizontal y vertical.

Pueden ir acompañados por geotextiles no tejidos que cumplen la función de manto filtrante, ayudando al flujo de agua pero impidiendo el paso de las partículas de suelo, conformando de esta manera un geodren.

1.3.1.05.- GEOCELDAS O GEOWEB.- es un material polimérico tridimensional conformado por celdas que van rellenas por agregado (arena o piedra), tierra con vegetación o concreto. Las paredes de estas geoceldas pueden ser agujereadas permitiendo una interacción completa con el material de relleno o no agujereadas cuando el material de relleno posee partículas pequeñas y su adherencia a las paredes es necesaria.

La finalidad de las geoceldas es la de estabilizar el suelo impidiendo el movimiento de sus partículas componentes ya sea en un plano horizontal (mejoramiento de soporte de cargas), en un plano vertical (retención o contención de tierras) o en un plano inclinado (protección de taludes).

1.3.1.06.- GEOCOMPUESTOS.- es aquel material que combina geotextiles, georredes, geomallas, geomembranas y/o cualquier otro material como suelos o metales, en una forma laminada o compuesta. Dentro de este tipo de materiales se encuentran los *GCL* (Geosynthetic Clay Liner) que son mantos impermeables combinando geotextiles o geomembranas con arcillas, *los geodrenes* que combinan tubos, georredes y geotextiles, geomallas y geotextiles no tejidos, entre otros.

1.3.2.00.- FUNCIONES Y APLICACIONES DE LOS GEOSINTÉTICOS

Los geosintéticos se utilizan para satisfacer las siguientes funciones principales:

- Separación
- Drenaje
- Filtración
- Protección
- Refuerzo
- Impermeabilización

Un geosintético se utiliza con el fin de *separar* dos tipos de suelo, debido a su estructura de lámina continua. La *capacidad drenante* de un geosintético viene determinada por la permeabilidad que este presenta, para que los fluidos circulen en su plano. Su *función de filtro* se debe a su capacidad para retener partículas sólidas mayores a una determinada granulometría, permitiendo el paso del agua y aire. Una *función protectora*, se consigue cuando un geosintético tiene un espesor suficiente para evitar los daños mecánicos que las aristas de las partículas del terreno pudieran ocasionar en elementos susceptibles de rotura por punzonamiento. Cuando un geosintético planar posee una estructura tejida, este puede *absorber esfuerzos* de tracción y distribuirlos en el medio en el que se instala (*función de refuerzo*).

Existen otros tipos de geosintéticos, además de las geomembranas que se utilizan para sustituir las arcillas de impermeabilización en los vertederos. Estos geosintéticos están rellenos de arcilla bentonítica y presentan unos valores de permeabilidad muy bajos cuando están en contacto con humedad.

Otros geosintéticos están formados por dos telas paralelas, que se pueden rellenar de hormigón bombeable y forman un cuerpo de encofrado perdido. Su aplicación se centra sobretudo en la ejecución de canales y la protección de orillas en ingeniería hidráulica.

Es necesario conocer cual es la función que se le exige a un material geosintético antes de proceder a su diseño e instalación.

1.3.2.01.- FUNCIÓN DE SEPARACIÓN

Esta función de los geosintéticos la cumple un geotextil de separación y su función específica es evitar la mezcla entre dos capas de suelo, las cuales están separadas por este tipo de geotextil.

Los geotextiles crean una barrera permeable entre suelos de diferente textura y estructura. Estos materiales diferentes quedan separados y por ello mantienen intactas sus propiedades mecánicas e hidráulicas, mientras que el agua puede fluir a su través.

Se buscará un geotextil que resista los daños mecánicos de la instalación. La función del geotextil puede perderse por rotura o desgarró. Este geotextil, llamado *anticontaminante*, debe ser capaz de retener las partículas finas de una determinada granulometría bajo carga estática o dinámica. Es necesario tener en cuenta la durabilidad del geotextil en el medio en el que se instale.

En síntesis la aplicación de los geotextiles de separación se resume en:

- Separación de materiales con diferentes características o propiedades en un relleno, dique de tierra, o dique enrocado.
- Separación del firme y el material que conforma el terreno de fundación, en el caso de un pavimento asfáltico. Es decir la función que desempeña es la de prevenir la intrusión de finos hacia las capas superiores o la intrusión de grava hacia el terreno de fundación.
- Separación de suelos susceptibles a la acción de heladas dentro de capas distintas, en un pavimento asfáltico; por consiguiente se rompe la continuidad del flujo capilar en una determinada zona.

1.3.2.02.- FUNCION DE DRENAJE

El agua dentro de un material de relleno aumenta los empujes y reduce la resistencia del suelo a esfuerzo cortante.

El sistema de drenaje de una estructura puede estar formado por gravas o por un material geosintético tridimensional que permita el flujo de agua en su seno,

posibilitando la reducción de los empujes y una más rápida consolidación del terreno.

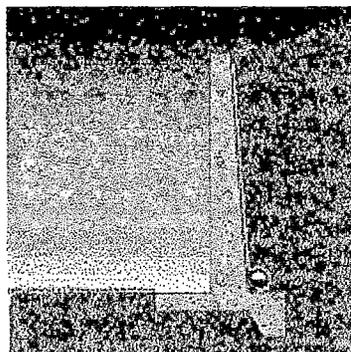
Un geosintético de drenaje debe tener la suficiente transmisividad (permeabilidad en su plano) para permitir la salida del agua y gases del medio.

La permeabilidad debe ser considerada en el plano del geosintético, en el caso de usar geotextiles, se debe tomar en cuenta que el espesor del geotextil disminuirá con el aumento de la fuerza normal perpendicular al plano.

Es necesario que el espesor del geotextil permita el drenaje cuando se aplica una carga estática normal sobre él. El geosintético de drenaje debe acompañarse de un sistema de filtración que evite la colmatación del conjunto, por acumulación de finos. El geosintético debe tener una durabilidad tal que garantice la función de drenaje durante la vida útil de la estructura.

La función de drenaje coincide considerablemente con la de filtración, excepto por la consideración hecha de la dirección del caudal, la retención del suelo y los conceptos de compatibilidad a largo plazo.

Un geocompuesto que cumple la función de drenaje es el geodren planar compuesto por un geotextil no tejido como filtro y una o varias capas de georredes. Su función es la captar, conducir y evacuar líquidos de una forma eficiente, en obras hidráulicas y viales.



Drenaje en Muros de contención
El fluido es conducido a través del plano del Geosintético (geonet) hacia un sistema de evacuación.

1.3.2.03.- FUNCIÓN DE FILTRACIÓN

Un geosintético de filtración debe colocarse entre el material drenante y el suelo, cumpliendo ciertos requisitos de retención de partículas y de permeabilidad.

Los geotextiles no tejidos son los geosintéticos que realizan una labor de filtro sobre las partículas de suelo, para permitir que el agua llegue al sistema de drenaje.

La permeabilidad del geotextil debe ser mayor que la permeabilidad del suelo que se pretende filtrar. La lámina filtrante debe evitar la migración de finos, que puede conducir al colapso de una estructura hidráulica. El geotextil de filtración también se debe diseñar para evitar la acumulación de finos que provoque la colmatación del sistema de acuerdo con la granulometría del terreno.

Es necesario que el geotextil de filtración sea resistente a la perforación, putrefacción y estable ante posibles ataques de agentes químicos. La pérdida gradual de permeabilidad que el geotextil sufre no debe dar lugar a presiones intersticiales significativas.

La función de filtración muchas veces es complementaria a la función de drenaje. Así un geotextil de filtro impide la acumulación de finos en el sistema drenaje evitando la obstrucción del flujo del fluido.



Un geotextil de filtro permite el ingreso de agua al sistema de drenaje del pavimento, pero impide el bombeo de los finos hacia arriba.

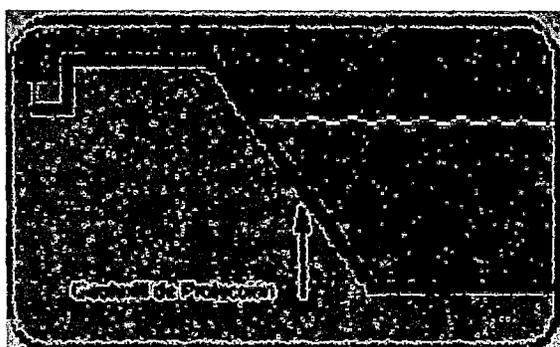
1.3.2.04.- FUNCIÓN DE PROTECCIÓN

Esta función de los geosintéticos la cumple un geotextil de protección y se usa sobretodo para evitar el deterioro de las láminas de impermeabilización y tuberías de materiales semirrígidos.

Un geotextil de un determinado espesor protege contra la perforación a una geomembrana de impermeabilización, por ejemplo en túneles y rellenos sanitarios. Las aristas y zonas punzantes del terreno, e incluso las basuras en el caso de los

rellenos sanitarios, pueden punzonar la lámina. Los daños mecánicos se pueden producir en una fase de construcción o con posterioridad.

El espesor del geotextil de protección y su resistencia a punzonamiento son los parámetros más importantes de estos geosintéticos. La putrefacción química de estos materiales debe ser acorde con la vida útil del conjunto.



Un geotextil de protección con la suficiente resistencia protege a elementos susceptibles al deterioro por contacto con otros materiales (rotura). En esta figura se observa la protección de un geomembrana de impermeabilización.

1.3.2.05.- FUNCIÓN DE REFUERZO

Cuando el valor del esfuerzo aplicado sobre un suelo supera el valor de la resistencia del mismo, es necesario el empleo de un geosintético de refuerzo.

Con un geosintético de refuerzo embebido en la masa de suelo se consigue mejorar las características mecánicas, aumentando la resistencia al corte del conjunto "suelo-geosintético". El geosintético proporciona un mejor reparto de las cargas sobre el terreno de fundación y un mejor comportamiento de las capas de firme o cimiento. En definitiva, el geosintético aporta una mayor resistencia a tensión a la capa donde se instale.

Estos materiales se emplean para reforzar suelos o asfaltos según sea la necesidad.

En suelos, las soluciones de refuerzo se emplean sobretodo para ejecutar taludes de fuertes pendientes y para construir terraplenes sobre suelos de baja capacidad portante.

En asfaltos, los geosintéticos se emplean como refuerzo de las capas bituminosas para incrementar su resistencia a la fatiga, retardando de manera notable la aparición de fisuras reflejas.

Los mayores fracasos que han ocurrido en el refuerzo de asfaltos se deben a una incorrecta instalación, a la utilización de geosintéticos no tejidos con funciones de refuerzo, a la utilización de geosintéticos con una escasa capacidad de adherencia a las capas de firme o a la utilización de polímeros cuyo punto de fusión es incluso menor que la temperatura de asfaltado (por ejemplo, polipropileno).

El geosintético deberá tener una elevada resistencia a la tracción y una baja deformación (alto módulo elástico). La fluencia del geosintético es un valor de gran importancia. La pérdida de resistencia con el paso del tiempo debe ser baja.

Las geomallas y los geotextiles tejidos cumplen la función de refuerzo pero las primeras tienen una mayor adherencia al terreno, una mayor durabilidad en el medio, y mayor resistencia a la tensión que los geotextiles, además de presentar una mayor resistencia a la flexión y a la torsión.

La resistencia a agentes químicos y biológicos, rayos UVA y los daños mecánicos en los procesos de instalación y compactación deben ser tenidos en cuenta para diseñar con estos materiales. Los fabricantes deben homologar los coeficientes de minoración de resistencia de estos materiales por cada uno de estos conceptos.

Para las funciones de separación, drenaje, filtración y protección normalmente se utilizan geotextiles no tejidos. Para la función de refuerzo es necesario que el geosintético tenga una elevada resistencia a la tracción y presente una baja fluencia además de una escasa deformación unitaria. Estos requisitos imponen la utilización de materiales tejidos y/o geomallas para esta función.

La industria de geosintéticos ha creado productos únicos que satisfacen varias funciones al mismo tiempo. Por ejemplo, existen geomallas unidos en un mismo producto con geotextiles no tejidos de separación, de gran aplicación en obras viales.

Estos productos se utilizan en la rehabilitación de vías construidas sobre plataformas de baja capacidad portante. En estas situaciones, es necesario aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del conjunto con un material tejido o una geomalla. El material no tejido que lleva adherido permite la separación entre el material de terreno natural, y la base.

En el caso de pavimentos, el agua penetra a través del firme y satura la plataforma inferior. Las cargas dinámicas provocan un aumento de la presión intersticial en la plataforma y se puede llegar a la plastificación del suelo ya que la capacidad de drenaje es cada vez menor; se reduce la resistencia a esfuerzo cortante, luego el firme y el suelo se mezclan, llegándose a la contaminación del firme por los finos que ascienden a las capas superiores, en este caso es necesario un geotextil separador.

Debido a la importante función que desempeñan estos geosintéticos de refuerzo, su instalación exige que el fabricante certifique la idoneidad del producto con la correspondiente homologación de calidad.

A continuación se presenta la Tabla 1.3.2.01 en la cual se muestran las aplicaciones del refuerzo con geosintéticos.

Tabla 1.3.2.01

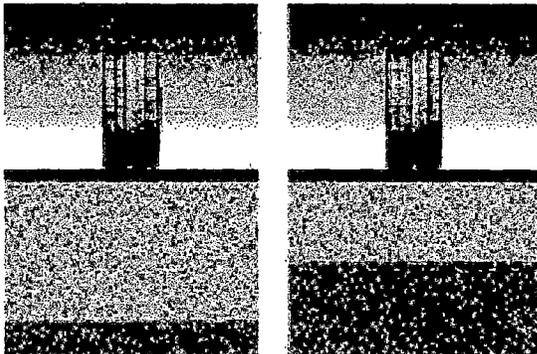
APLICACIÓN	FUNCIÓN DEL GEOSINTETICO	CONDICION DEL TERRENO DE FUNDACION
Mejoramiento del Terreno de Fundación	Refuerzo y separación	CBR < 3
Refuerzo del Firme	Refuerzo	CBR > 3

- COMPOSICION DE GEOTEXTIL Y UNA GEOMALLA

Un refuerzo de la capa de firme (con geomalla) puede, pero no siempre, funcionar como un separador entre el suelo de terreno de fundación y el firme o cimiento. Las geomallas biaxiales previenen que los agregados penetren al terreno de fundación. Adicionalmente, los finos del terreno de fundación deben ser prevenidos de un bombeo hacia las capas granulares con la instalación de un geotextil separador. La geomalla mantendrá la continuidad de contacto entre el suelo del terreno de fundación y los agregados, de esta manera se puede hacer posible un filtro de suelo, basado en el siguiente criterio de gradación:

CRITERIO DE GRADACION FILTRO SUELO (Sowers and Sowers, 1970; Cedergren, 1989)
$D_{15}(\text{filtro})/D_{85}(\text{suelo}) < 5$
$D_{50}(\text{filtro})/D_{50}(\text{suelo}) \leq 25$

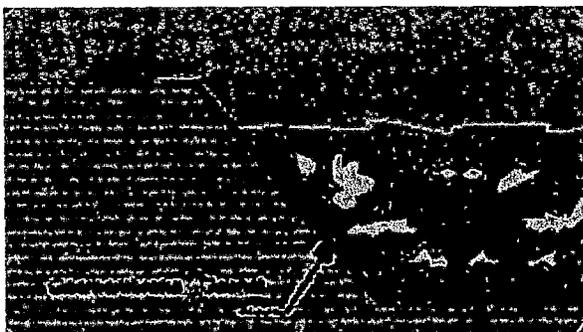
La función de filtro la cumple el firme o cimiento.



Firme reforzado con geomalla biaxial. Se reduce el espesor del firme sin afectar la capacidad estructural del pavimento.

1.3.2.06.- FUNCION DE IMPERMEABILIZACIÓN

El principal componente de una impermeabilización es una geomembrana y la finalidad principal es retener o no permitir el flujo de agua a través de un cierto medio pudiendo ser este el suelo. Su campo de aplicación es la minería para la construcción de túneles, protección de embalses para presas (evita la contaminación de las aguas por suelos inferiores), obras de canalización (para evitar fugas de aguas a través de la superficie del canal), protección de tanques de concreto o metálicos evitando que el agua almacenada sea contaminada.



Geomembrana de impermeabilización en rellenos sanitarios. Impide la contaminación de acuíferos. Puede funcionar con un sistema de drenaje compuesto por un geonet.

CAPITULO II

REFUERZO DE SUELOS CON GEOMALLAS

CAPITULO II

REFUERZO DE SUELOS CON GEOMALLAS

2.1.0.00.- SISTEMAS EXISTENTES EN EL MERCADO LOCAL

En la actualidad existen diversos sistemas de refuerzo de pavimentos con geomallas en el Mundo; en países como los Estados Unidos de Norteamérica, Alemania, Italia el uso de las geomallas es una técnica muy utilizada. Sin embargo en el Perú este sistema es una técnica considerada como “novedosa” y que en los últimos años se está dando a conocer para poder aplicarlos en diversos proyectos geotécnicos como son la estabilización de taludes, carreteras, vías férreas entre otros.

La técnica de mejorar un suelo para utilizarlo como terreno de fundación, con la aplicación de los geosintéticos se ha venido dando en los últimos años con buenos resultados, y el reemplazo del uso de geotextiles como mejorador de la capacidad de soporte del suelo, por las geomallas se debe a que estas últimas poseen mayores resistencias a la tensión, menor tendencia a daños de instalación, y a la mejor interacción con el material del suelo debido a su estructura de entramado. Dejando a los geotextiles desarrollar las funciones específicas de separación y filtro.

Un pavimento reforzado tiene como principal componente a una geomalla, la cual constituye conjuntamente con la estructura de un pavimento un “Pavimento Reforzado”; ofreciendo diferentes ventajas en cuanto se refiere a un mejoramiento estructural del pavimento.

A continuación se describen los sistemas suelo-geomalla representativos en el Perú.

2.1.1.00.- SISTEMA SPECTRA, GEOMALLAS TENSAR

Es un sistema de refuerzo de firmes en pavimentos asfálticos y para mejorar terrenos de fundación, desarrollado por la empresa americana Tensar Corporation, este sistema tiene como principal elemento a una geomalla elaborada a base de polietileno de alta densidad en el caso de geomallas uniaxiales y a base de polipropileno cuando se trata de geomallas biaxiales.

Las principales ventajas que ofrece el sistema para pavimentos Spectra son:

- Maximización de la capacidad de carga admisible de un terreno de fundación para pavimentos asfálticos
- Reduce la posibilidad de contaminación del relleno y fallas por esfuerzo cortante.
- Reducen los requisitos de relleno selecto, y por tanto minimizan los volúmenes de movimiento de tierra.
- Otorgan al pavimento periodos de mantenimiento mayores cuando el firme es reforzado y alternativamente se logra obtener espesores de firme, cimiento e inclusive de revestimiento asfáltico menores en un pavimento reforzado comparado con un pavimento no reforzado o convencional, para el mismo periodo de diseño. Estas ventajas son explicadas en el Capítulo V de la presente Tesis.

Este producto americano ha sido usado en varias carreteras de los Estados Unidos y en países de América del sur como el Ecuador y Colombia.

En el Ecuador se usó con la finalidad de construir un camino de acceso sobre un terreno fangoso, el cual serviría como ruta hacia un campo petrolero en la zona de selva. La misma que resultó mas favorable, en comparación con la alternativa de construir un camino empalizado, que representaría una deforestación.

En Colombia la aplicación con geomallas se llevó a cabo con el objetivo de construir un pavimento asfáltico, sobre un terreno de baja capacidad de soporte. Esta alternativa constructiva permitió reducir costos y tiempos respecto a la alternativa de reemplazar el suelo por un material grueso. (Proyecto Calle 80, Bogotá-Colombia; Ver Capítulo VIII, sección 8.2.1.00)

La característica más representativa y la que otorga a la geomalla la propiedad de absorber esfuerzos a tensión dentro del suelo, es justamente su resistencia a la tensión ya sea en el sentido longitudinal o transversal al rollo.

2.1.1.01.- RESISTENCIA A LA TENSIÓN

Para el cálculo de la tensión de diseño (TD), en base a la tensión nominal se utiliza la siguiente expresión:

$$TD = TN / (RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_{D} \times FS_{UNC}) \quad (KN/m)$$

Donde:

TN: Tensión Nominal o Resistencia a la tracción a corto plazo. (KN/m)

RF_{CR}: Factor de seguridad ó factor de reducción por fluencia

RF_{ID}: Factor de reducción por daños de instalación

RF_D: Factor de reducción por durabilidad

FS_{UNC}: Factor de seguridad por variaciones en los parámetros de diseño

- **Factor de seguridad ó factor de reducción por fluencia (RF_{CR});** es decir es el porcentaje de TN dividido entre el esfuerzo a la ruptura determinado de acuerdo con ASTM D5262-97 y FHWA (Federal Highway Administration) -SA-96-071, los resultados de la prueba deben ser extrapolados para unos 75 años de vida de diseño. Los valores mínimos de este factor son:

- Para geomallas de poliéster y recubrimiento de PVC : 1.75
- Para geomallas de poliéster y recubrimiento acrílico : 1.75
- Para geomallas uniaxiales de polietileno de alta densidad : 2.30
- Para geomallas biaxiales de polipropileno : 4.00

- **Factor de reducción por daños de instalación (RF_D);** según ASTM D5818-95. Estos factores mínimos de reducción por daños de instalación se muestran en la Tabla 2.1.0.01.

Tabla 2.1.1.01

N°	GEOMALLA	TAMAÑO MAX. DE RELLENO	TAMAÑO MAX. DE RELLENO
		100MM, D50 APROX. 30MM	20MM, D50 APROX. 0.7MM
01	UNIAXIAL POLIETILENO ALTA DENSIDAD	1.20	1.05
02	BIAXIAL DE POLIPROPILENO	1.20	1.05
03	DE POLIÉSTER CON RECUB. DE PVC	1.50	1.30
04	DE POLIÉSTER CON RECUB. ACRÍLICO	1.70	1.40

- **Factor de reducción por durabilidad (RF_D);** el envejecimiento es el efecto combinado del potencial de degradación químico y biológico. El mínimo factor por durabilidad para el polietileno de alta densidad (HDPE) y el polipropileno debe ser 1. Los factores de reducción mínimos para las geomallas de poliéster son como sigue:

"PH" DEL RELLENO REFORZADO		
3<PH<=5	5<PH<=8	8<=PH<9
2.00 – 1.30	1.60 – 1.15	2.00 – 1.30

Notas: - PH: Potencial Hidrógeno del medio donde se instala la geomalla.
 - PH=7, Medio Neutro; PH<7, Medio ácido; PH>7, Medio básico

- **Factor de Seguridad por incertidumbre en el cálculo (FS_{UNC}):** calculado para parámetros de diseño desconocidos, geometría de la pared y condiciones de carga. Este valor es 1.0 para taludes y 1.5 para paredes.

Los tipos de geomallas biaxiales que pertenecen al sistema Spectra son los que se muestran en el siguiente cuadro, además cabe mencionar que este tipo de geomallas es la seleccionada para realizar los diseños y los análisis económicos desarrollados en esta tesis, debido a su gran difusión en diferentes bibliografías y a los ensayos a escala real de secciones de pavimento, llevados a cabo que corroboran las teorías de refuerzo de suelos.

Tabla 2.1.1.02

TIPO	ESFZO A TENSION AL 2% DE ϵ (KN/m)		ESFZO A TENSION AL 5% ϵ (KN/m)		ABERTURA (mm)
	LONGIT.	TRANSV.	LONGIT.	TRANSV.	
BX1100	4.09	6.57	8.46	13.42	25.5 x 32.5
BX1200	5.98	8.75	11.82	19.55	25.5 x 32.5
BX1300	4.38	7.00	9.92	15.03	25.5 x 32.5
BX1500	9.12	12.7	16.05	21.81	25.5 x 32.5
BX4100	3.50	4.38	7.00	9.26	25.5 x 32.5
BX4200	5.40	7.30	10.28	14.00	25.5 x 32.5

Donde los porcentajes de “ ϵ ” representan las deformaciones unitarias para una determinada tensión aplicada a la geomalla por unidad de longitud, en una dirección longitudinal (en el sentido longitudinal del rollo) o en una dirección transversal (en el sentido transversal del rollo).

Las dimensiones de las aberturas son medidas longitudinal y transversalmente y determinan el área abierta de la geomalla.

2.1.2.00.- GEOMALLAS HUESKER

Las geomallas Fornit y Fortrac son productos fabricados por la empresa alemana HUESKER Synthetic GmbH & Co homologada con la certificación DIN EN ISO 9001.

2.1.2.01.- GEOMALLA FORNIT.

La materia prima para la fabricación de este tipo de geomalla es el polipropileno con una capa de protección polimérica.

Esta geomalla puede ser del tipo 1 ó del tipo 2, cuyas propiedades físicas son las que se muestran en la siguiente Tabla 2.1.0.03 :

Tabla 2.1.1.01

PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS GEOMALLAS PARA SISTEMAS DE REFUERZO DE FIRME Y CIMIENTO		
PROPIEDAD (VALOR MIN. PROMEDIO DEL ROLLO)	TIPO 1	TIPO 2
- ESFUERZO ULTIMO A TENSION, Lb/pie (ASTM D 4595) "Longitudinal x Transversal"	900x1400	1700x2200
- ESFUERZO A TENSION A 2% DE ϵ , Lb/pie (ASTM D 4595) "Longitudinal x Transversal"	300x445	411x685
- PORCENTAJE DE AREA ABIERTA, % (CW 02215)	50 - 80	50 - 80
- TAMAÑO DE ABERTURA, Pulg.	0.5 - 0.8	0.5 - 0.8
- ESFUERZO DE COSTURA, Lb/pie (ASTM D 4884)	550	900
- TAMAÑO DEL ROLLO, Pie	17 x 328	17 x 328

Las principales ventajas que ofrecen estas geomallas son un refuerzo a la tensión, un confinamiento y separación del material de base y sub-base.

- Las geomallas Fornit proveen un refuerzo de tensión al material de firme y cimiento, ya sea en carreteras asfaltadas o en su defecto en caminos al nivel de afirmado. Con este elemento resistente a la tensión se logra distribuir las cargas aplicadas en un área mayor, además se reduce los requerimientos de capacidad de carga de la subrasante.
- Con el uso de estas geomallas se logra obtener un confinamiento de los materiales de firme, reduciendo el movimiento lateral que conlleva a la formación de surcos cuando las cargas de tráfico son aplicadas.

- Las geomallas Fornit son fabricadas con tamaño de abertura diseñado para separar óptimamente el material de firme o cimiento de los materiales finos del terreno de fundación.
- Los firmes reforzadas mejoran la vida de servicio y se obtienen mayores periodos de mantenimiento. Opcionalmente proveen diseños con menores espesores de pavimento.

2.1.2.02.- GEOMALLA FORTRAC

Esta es una geomalla certificada cuya materia prima de fabricación es el poliéster, y además utiliza PVC como un recubrimiento exterior. Esta geomalla ofrece un alto valor de resistencia a la tensión y posee una certificación BBA (British Board of Agreement). En la actualidad es común no realizar ensayos luego de colocar la geomalla, es decir un sistema que asegure la calidad de la obra, recogiendo muestras de las geomallas en la obra y enviándolas al laboratorio para ensayarlas; por lo tanto es difícil verificar si el material suministrado cumple con las especificaciones técnicas. Por lo tanto se sugiere que la geomalla cumpla con cualquiera de los siguientes requisitos:

- Que el fabricante este certificado bajo las Normas ISO 9000, es decir que trabaje con un sistema de calidad bien documentado.
- Certificación de las geomallas como el BBA (British Board of Agreement), lo cual garantiza que el producto ha cumplido con unas especificaciones técnicas concretas al momento de la evaluación y la certificación.
- Por ultimo, sería necesario trabajar con fabricantes que sean supervisados continuamente por un instituto de ensayos independientemente que trabaje en concordancia con las normas vigentes, semejantes a la DIN 18200. Esto garantiza que el producto cumple en todo momento las especificaciones técnicas.

Las ventajas que ofrece esta geomalla son las mismas comparadas con las otras geomallas anteriores. Sin embargo existe una diferencia en lo que respecta al

método de diseño ya que el Sistema Spectra utiliza un procedimiento basado en las normas AASHTO y el diseño con geomallas Fortrac se basa en normas Europeas, cabe mencionar que mas allá de adoptar una metodología de diseño es mas importante tener en cuenta la finalidad de un refuerzo de suelo con geomalla y la toma de decisiones en base a las condiciones particulares del medio donde se emplazará una determinada estructura.

Las características más importantes de la geomalla son:

- Baja fluencia lo cual permite tener menores deformaciones a largo plazo
- Los coeficientes de seguridad de Fortrac están homologados. Estos coeficientes de minoración son muy bajos y permiten diseñar soluciones económicas.
- Mayor duración gracias a su recubrimiento polimérico que reduce daños mecánicos, químicos, biológicos y los causados por los rayos ultravioletas.
- Fortrac se fabrica bajo la norma de calidad ISO 9001.

Los factores más importantes para determinar la resistencia de la geomalla con relación a la vida total de la estructura son:

1. - La relación Tensión – Deformación de la geomalla
2. - La influencia del daño mecánico en la instalación debido a la compactación
3. - El comportamiento a fluencia de la materia prima, de la geomalla y la extrapolación de los datos de fluencia disponibles hasta el final de la vida útil del proyecto.
4. - La influencia ambiental

Todos estos factores se especifican por medio de factores parciales de seguridad. En este sentido se puede determinar la tensión de diseño de una geomalla (TD) de la siguiente forma:

$$TD = TN / (A1 \times A2 \times A3 \times A4 \times \emptyset) \quad (\text{KN/M})$$

Donde:

TN: Tensión Nominal, Resistencia a la tracción a corto plazo o Esfuerzo Último a Tensión. (KN/M)

A1: Factor de seguridad de fluencia

A2: Factor de seguridad para daño mecánico

A3: Factor de seguridad debido a uniones y solapes. Si no hay solapes en la dirección del refuerzo: A3=1.00

A4: Factor de seguridad para efectos ambientales

\emptyset : Factor de seguridad en el proyecto, fabricación y extrapolación de datos.

Los factores de seguridad parciales son conocidos para los productos certificados. Debido a que las geomallas no certificadas no poseen toda esta información anteriormente mencionada, en muchos países se han desarrollado standars o guías que informan de los factores parciales de seguridad por defecto, que no son específicos para cada producto y que por lo tanto pueden ser aplicados en general. Estos factores son mucho mayores en los materiales homologados. Por lo tanto el uso de geomallas certificadas significan un ahorro interesante solo considerando este concepto del factor de seguridad.

A continuación se muestran los factores de seguridad para las geomallas Fortrac certificadas con BBA:

$$A1 = 1.67$$

$$A2 = 1.10 - 1.20; (\text{Rellenos redondeados finos}) - (\text{Rellenos redondeados gruesos})$$

A3 = 1.00; (Sin uniones ni solapes)

A4 = 1.00; (4.0<PH<9.0)

Ø = 1.30

“TD” Tensión de diseño en % de la tensión nominal = 38% - 42%

En la Tabla 2.1.2.01 se presentan los tipos de geomallas Fortrac.

Tabla 2.1.2.01

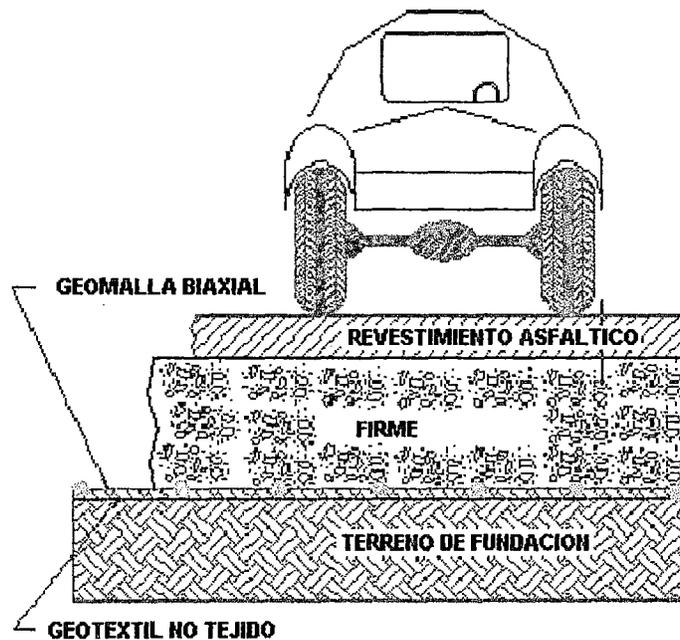
TIPO	ESFUERZO NOMINAL A TENSION (KN/m)		ABERTURA (mm)
	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	
20/13 - 20	20	13	20 x 20
20/20 - 35	20	20	35 x 35
35/20 - 20	35	20	20 x 20
35/35 - 35	35	35	35 x 35
35/35 - 50	35	35	50 x 50
55/30 - 20	55	30	20 x 20
80/30 - 10	80	30	10 x 10
80/30 - 20	80	30	20 x 20
110/30 - 20	110	30	20 x 20

2.2.0.00.- COMPONENTES DEL MECANISMO DE FUNCIONAMIENTO DE UN PAVIMENTO REFORZADO

El principal componente en un pavimento reforzado es una geomalla biaxial, la cual ofrece ventajas estructurales, de durabilidad y económicas, a un pavimento asfáltico durante todo su periodo de vida. Se ha demostrado con ensayos de laboratorios y en proyectos ya realizados, que una geomalla estructural mejora la capacidad de resistir el tráfico de vehículos. Alternativamente las geomallas pueden ser usadas para reducir los espesores de un pavimento reforzado y obtener un pavimento equivalente en periodo de vida útil, a uno con mayores espesores y sin refuerzo. En los casos donde se presentan suelos de terrenos de fundación arcillosos o en general que exista una gran presencia de finos, es recomendable evaluar si una capa de cimiento es suficiente para poder prevenir la contaminación del firme, así como para poder aumentar su resistencia para resistir

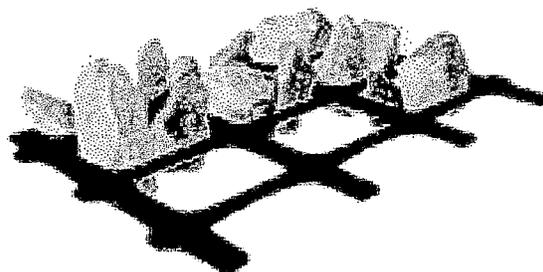
cargas vehiculares. En este sentido se puede incorporar a la sección del pavimento un geotextil no tejido estabilizador o de separación, que cumpla la función de filtro.

PAVIMENTO REFORZADO CON GEOMALLAS



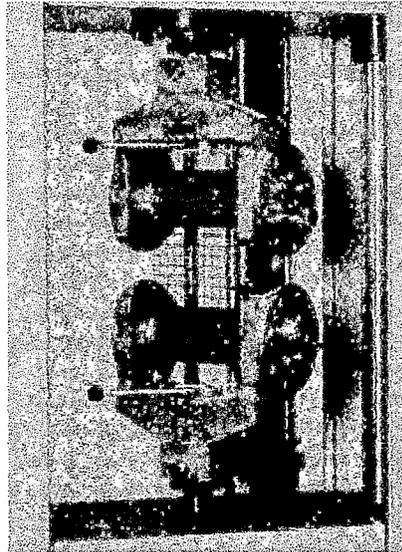
Las geomallas estructurales proveen un aumento en la capacidad de carga a través del refuerzo del firme, mediante cuatro mecanismos primarios:

1.- Interlock o Efecto trabazón.- se provee una trabazón o enclavamiento de los materiales granulares del firme o cimiento, en la interfase del terreno de fundación y se previene el movimiento lateral del material granular.

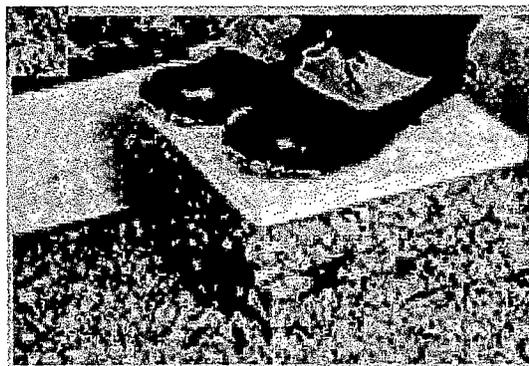


2.- Refuerzo Tensor.- se provee esfuerzo tensor, absorbiendo los esfuerzos de tensión producidos en firme granular.

PRUEBA DE RESISTENCIA A LA TENSION

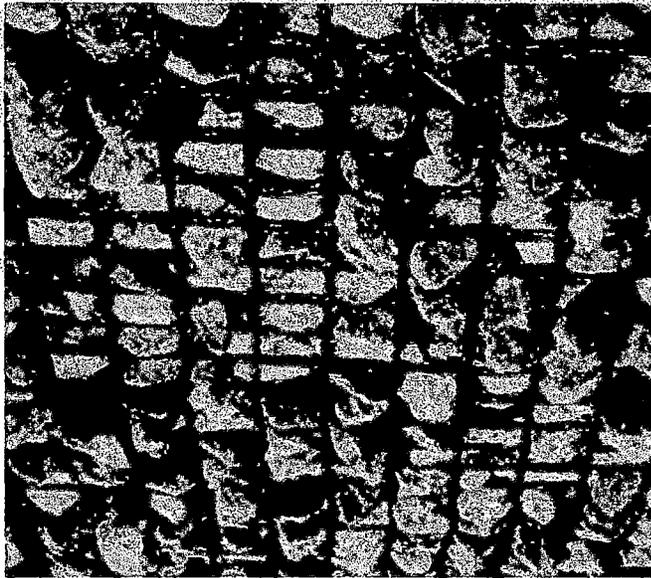


3.- Confinamiento.- se provee un plano de confinamiento uniforme debajo del firme o cimiento.



4.- Separación.- se previene que los agregados del firme o cimiento se introduzcan dentro del terreno de fundación, logrando de esta forma mantener el espesor efectivo del firme o cimiento.

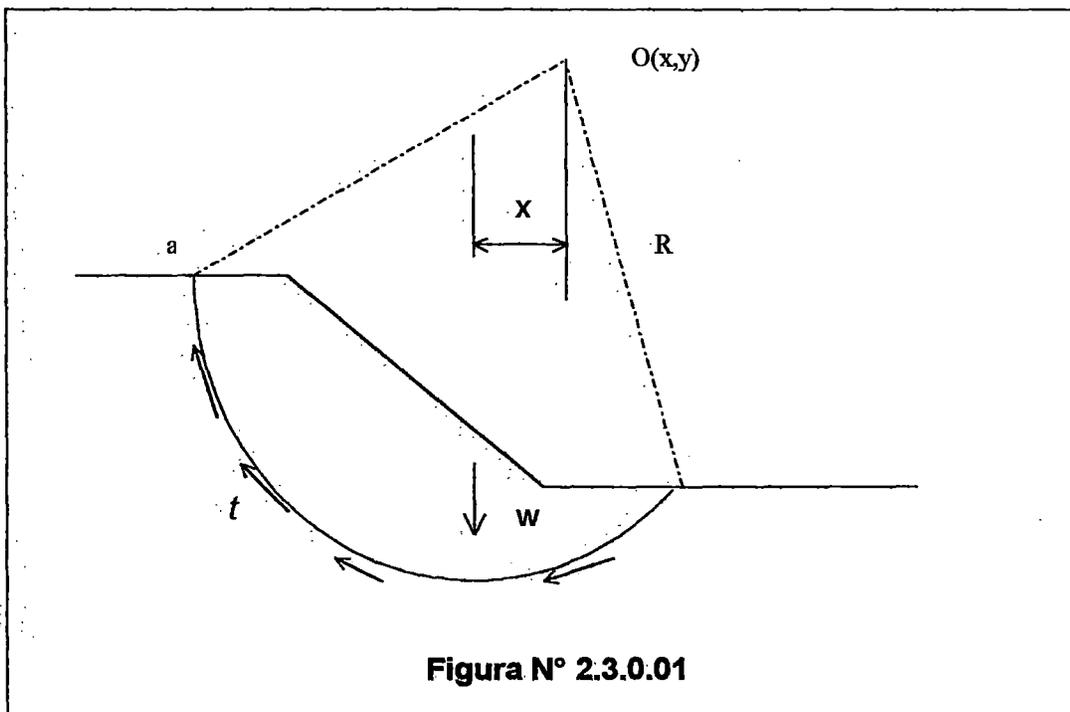
IMPEDIMENTO DE LOS AGREGADOS PARA PENETRAR AL TERRENO DE FUNDACION



Estos mecanismos son los que permiten obtener una mejor capacidad de carga en los pavimentos asfálticos. Sin embargo el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica ha demostrado los beneficios que otorgan las geomallas en términos de un factor llamado TBR, que indica en cuantas veces es mejorada la capacidad de resistir tráfico en un pavimento reforzado en relación con uno sin refuerzo, para una deformación dada. La estabilidad de abertura de las geomallas no representa un problema de deformación rotacional en el plano, como consecuencia de la rigidez torsional, lo que ha quedado demostrado con los resultados de ensayos a escala natural y los valores de TBR obtenidos.

2.3.0.00.- ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE EL REFUERZO CON GEOMALLAS

Las diferentes causas de fallas en los taludes de los suelos y sus fundaciones fueron estudiadas desde principios de los años 1,900. Muchos conceptos y teorías evolucionaron durante los años siguientes, pero la mayoría parece girar alrededor del concepto de un factor de seguridad en contra de la falla. El concepto es ilustrado en la Figura N° 2.3.0.01 por una superficie de falla que tiene la forma de un arco circular. Este tipo de falla solo considera una falla interna por corte sobre el bloque de suelo que conforma el talud. Mas adelante se describen los diferentes modos de falla que pueden ocurrir en contra de la estabilidad de un talud.



El factor de seguridad (FS) se define como sigue:

$$\begin{aligned} \text{FS} &= \frac{\text{Momentos Resistentes}}{\text{Momentos Actuantes}} \\ &= \frac{t \times ab \times R}{w \times x} \end{aligned}$$

donde:

t : Esfuerzo de corte del suelo a lo largo de la longitud de arco ab

R : Radio desde el arco de falla al centro hipotético del arco

w : peso de la masa del suelo comprendido sobre la superficie de falla

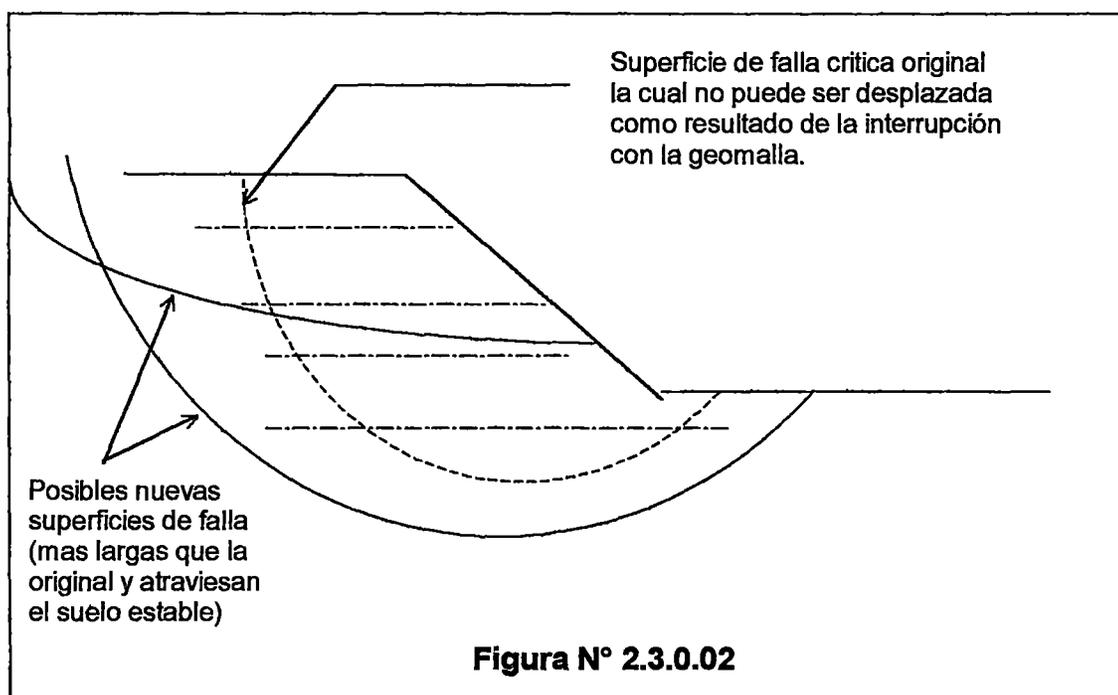
x : distancia horizontal desde el centro de gravedad de la masa de suelo sobre la superficie de falla al centro hipotético del arco de falla.

El objetivo es encontrar el mínimo valor del factor de seguridad, para esto es necesario buscar todos los radios y coordenadas del centro hipotético de la superficie de falla, para luego comparar dicho factor de seguridad con la unidad. Si el $\text{FS} > 1.0$ la superficie es estable (esta relativa estabilidad depende de las condiciones actuales del suelo, una superficie con $\text{FS} = 2.0$ es bastante segura considerando que un $\text{FS} = 1.1$ es cuestionable), si FS es aproximadamente 1.0 la superficie está en el límite de la falla (a este caso se le llama falla incipiente), y si $\text{FS} < 1.0$ el resultado será la falla.

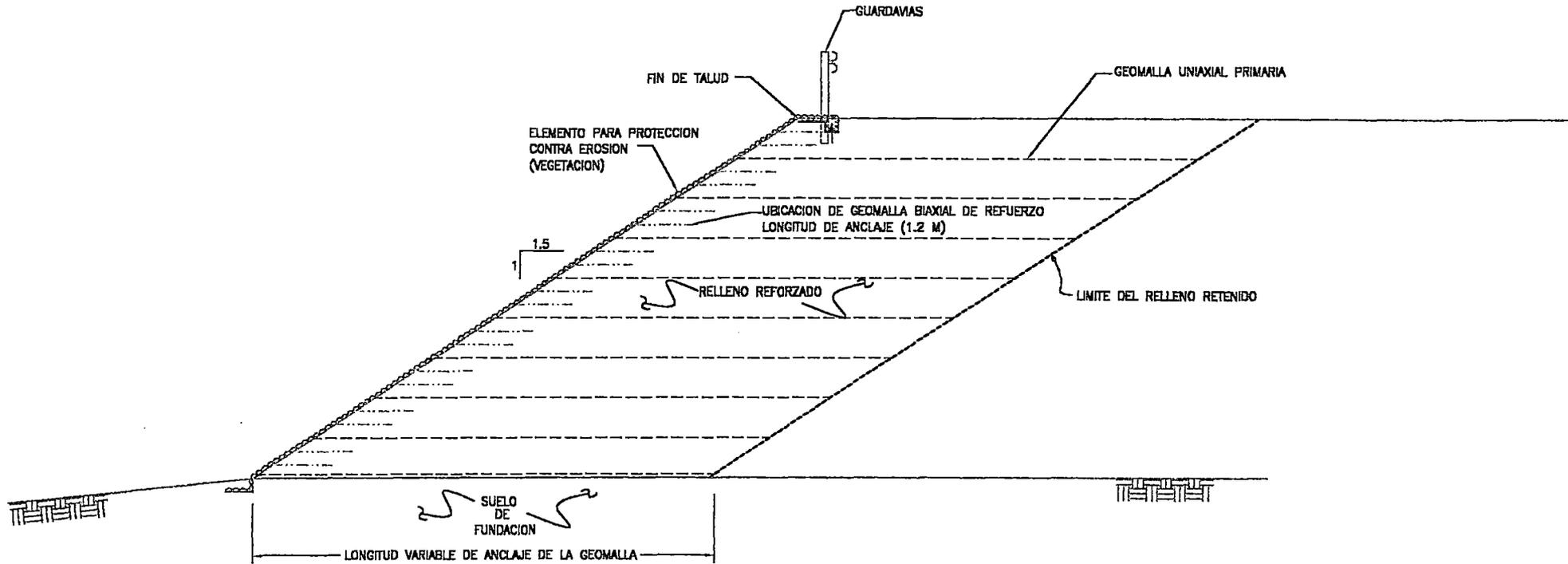
El rol que cumplen las geomallas sobre la estabilidad de la superficie puede ser observada en la Figura N° 2.3.0.02, como resultado de la colocación de las geomallas a través del plano de falla la longitud de arco ab es cambiada e incrementada, por consiguiente se incrementa el factor de seguridad. El esfuerzo

de tensión del suelo es transferido en este tipo de situación, durante el cual la geomalla se deformará y será sometida a esfuerzos de tensión. De esta forma la carga de sostenimiento aparece y es transferida desde el suelo a la geomalla.

Las principales aplicaciones que tienen las geomallas cuando se requiere estabilizar taludes y conformar terraplenes, es poder construir una plataforma de vía que pueda resistir cargas dinámicas (de vehículos) sin tener que recurrir al uso de material seleccionado para la conformación del terraplén o al menos reducir los



requisitos físicos y de calidad de dicho material seleccionado. En la Figura 2.3.0.03 se puede apreciar un esquema general de un relleno reforzado con geomallas, así mismo se observa un sistema de protección de taludes contra la erosión por medio del sembrado de vegetación. La geomalla biaxial es colocada paralela a la geomalla uniaxial primaria y su finalidad es mantener estable la superficie del talud y aumentar la separación entre niveles de geomallas uniaxiales (mas costosas).



SECCION TRANSVERSAL TIPICA

FIGURA 2.3.0.03

2.3.1.00.- MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES REFORZADOS

La estabilidad de los taludes reforzados con geomallas involucra esencialmente nueve modos de falla, los cuales se describen mas adelante. Los factores de seguridad en contra de estos modos de falla pueden ser incrementados por la disminución del espaciamiento entre geomallas, por el incremento del esfuerzo a tensión o incrementando la longitud de anclaje de la geomalla.

Estos modos de falla son clasificados en cuatro categorías generales: estabilidad externa, estabilidad interna, estabilidad local y estabilidad global.

2.3.1.01.- ESTABILIDAD EXTERNA

La estabilidad externa examina la estabilidad de la masa reforzada completa con respecto a las fuerzas activas del terreno, las cuales se presentan detrás del relleno reforzado a través del peso propio y sobrecargas externas detrás del relleno reforzado. La estabilidad externa comprende tres modos de falla: (Ver Figura N° 2.3.1.01)

a.- DESLIZAMIENTO DE LA BASE.- consiste en el movimiento externo de la masa reforzada como resultado de la insuficiente resistencia a la fricción en el suelo.

b.- VOLCAMIENTO.- es la rotación de la masa reforzada, donde el punto de apoyo es el pie de la pared inclinada.

c.- CAPACIDAD PORTANTE.- es una falla por corte del suelo de fundación como consecuencia de la excesiva presión en la superficie de fundación.
Cada uno de estos modos de falla posee un factor de seguridad, los cuales serán mayor a 1 para asegurar la estabilidad externa.

2.3.1.02.- ESTABILIDAD INTERNA

La estabilidad interna analiza las fuerzas internas que comprometen la estabilidad de la masa reforzada, los modos de falla que pueden originarse son: (Ver Figura N° 2.3.1.02)

- a.- DESPLAZAMIENTO INTERNO.-** consiste en el movimiento interno en bloque de la masa reforzada como consecuencia de que dicha masa no posee una suficiente capacidad de anclaje del otro lado de la cuña activa de movimiento del suelo. En este caso la fuerza total aplicada a cada capa de suelo (tensión) es transferida al suelo. Por consiguiente este modo de falla define la longitud de anclaje de la geomalla.

- b.- SOBRESFUERZO A TENSIÓN DEL REFUERZO.-** es necesario considerar una tensión última de la geomalla para calcular la tensión de diseño en base a los factores de reducción que en general son: factor por fluencia, factor por daños de instalación, factor por degradación ambiental (química y biológica) y factor por costuras y conexiones. El factor de seguridad para este modo de falla será el cociente de la tensión última de la geomalla entre la tensión aplicada a cada capa de la geomalla.

- c.- DESLIZAMIENTO INTERNO.-** consiste en el movimiento que puede ocurrir entre capas dentro del relleno reforzado. Sin embargo este modo de falla es considerado un problema no potencial debido a que el coeficiente de interacción entre la geomalla y el suelo es elevado (0.9 a 1.0 para suelos granulares) como resultado de su estructura de malla abierta. Cada uno de estos modos de falla posee un factor de seguridad, los cuales serán mayor a 1 para asegurar la estabilidad interna.

2.3.1.03.- ESTABILIDAD LOCAL EN LAS UNIDADES DE PARED RETENIDAS POR GEOMALLAS

La estabilidad local está definida principalmente por fallas del tipo constructivas y sus respectivos modos de falla son: (Ver Figura N° 2.3.1.03)

a.- POR CONEXIÓN.- se debe tener cuidado cuando la geomalla es fijada sobre una capa para asegurar su conectividad y correcto funcionamiento.

b.- POR PANDEO.- su principal origen recae en la colocación de las unidades de suelo retenidas en el límite del talud, cuyos espesores son sobredimensionadas, y las geomallas no son fijadas al terreno compactado.

2.3.1.04.- ESTABILIDAD GLOBAL

Es necesario realizar un estudio geotécnico mas allá de la zona donde se conformará el talud reforzado, es decir conocer la resistencia al corte, capacidad portante, niveles freáticos y otras condiciones geológicas del terreno (dirección de los estratos) donde se apoyará el terraplén.

Este tipo de falla que comprometen la estabilidad global de talud son ocasionadas principalmente por los suelos de fundación y suelos en el espaldón del terraplén reforzado, que poseen baja resistencia al corte, que comprometen la estabilidad en conjunto del relleno reforzado.

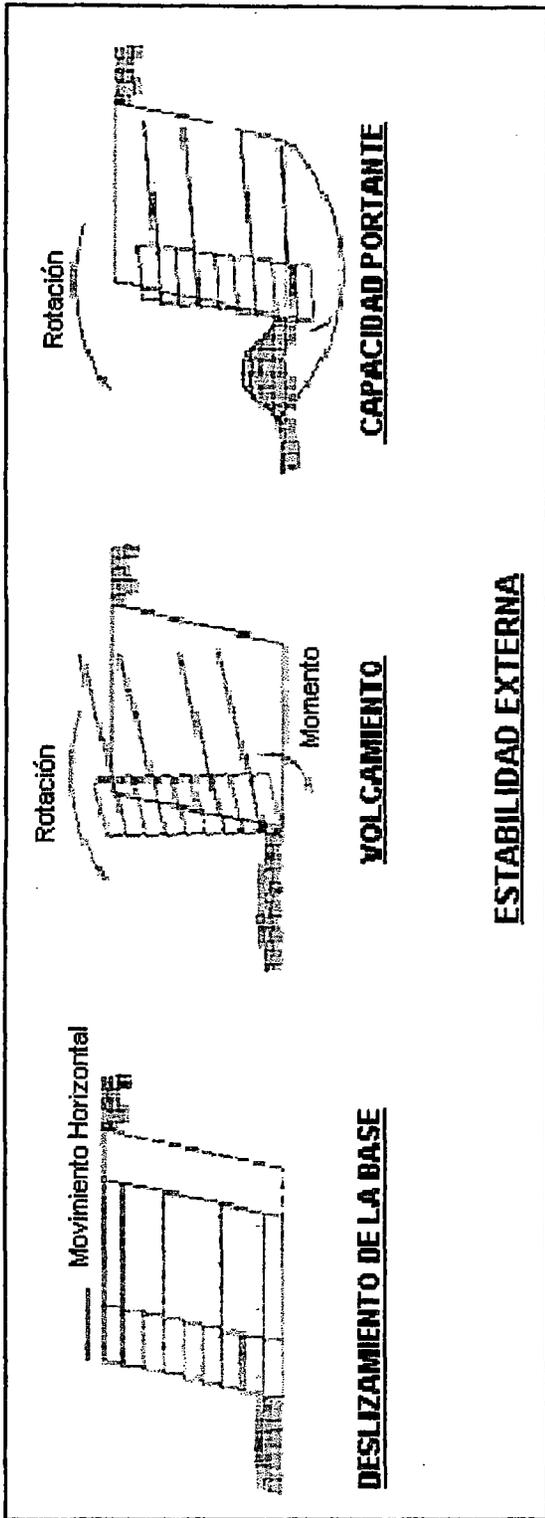


Figura N° 2.3.1.01



Figura N° 2.3.1.02

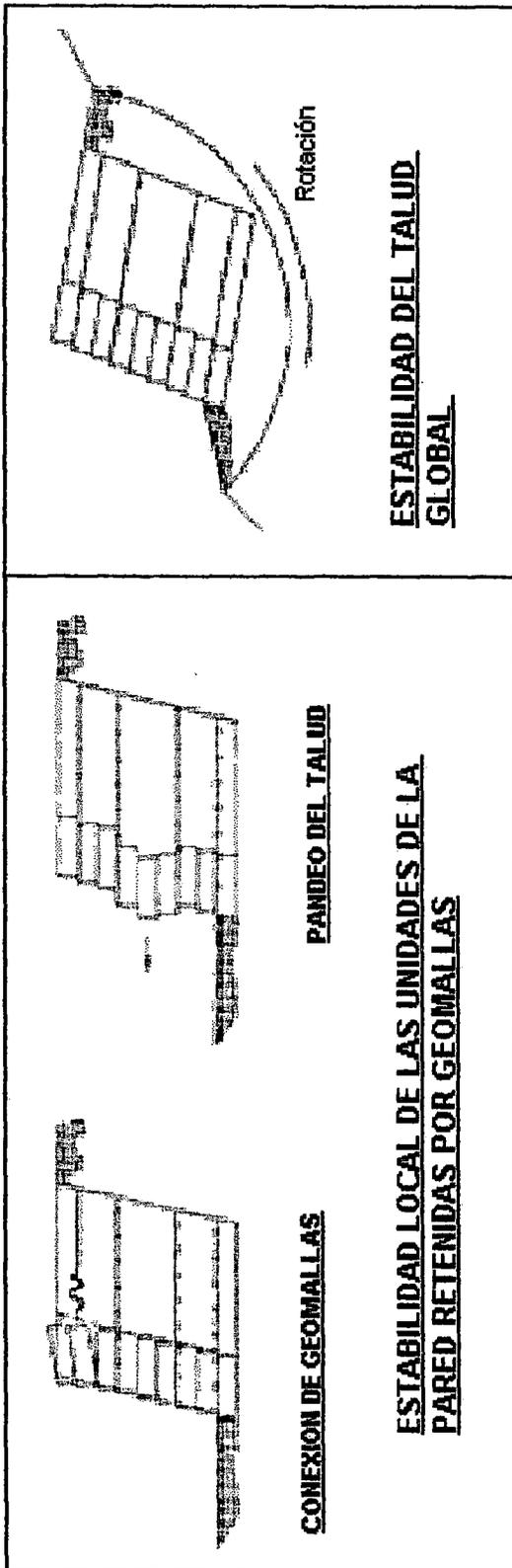


Figura N° 2.3.1.03

CAPITULO III
CRITERIOS PARA LA APLICACIÓN DEL
SISTEMA SUELO-GEOMALLA

CAPITULO III

CRITERIOS PARA LA APLICACIÓN DEL SISTEMA SUELO-GEOMALLA

3.1.0.00.- PROBLEMAS CON EL TERRENO DE FUNDACIÓN

Una de las funciones principales de las geomallas es proporcionar una mejor repartición de cargas sobre el terreno de fundación, de esta manera se logra que suelos de baja capacidad portante puedan soportar cargas considerables de tráfico. Las cargas aplicadas serán transmitidas a través de una capa de firme con o sin recubrimiento asfáltico y los esfuerzos de tensión serán absorbidos en gran parte por la geomalla.

Algunas veces se construyen carreteras sobre zonas que tienen tendencia a sufrir hundimientos localizados debido a la presencia de agujeros en el subsuelo.

Este problema es frecuente cuando se construye sobre terrenos arcillosos o sobre terrenos que han sufrido una erosión hídrica grave. También puede suceder en zonas donde se ha recuperado el suelo y se cubren áreas contaminadas; la aparición de huecos puede incluso suceder después de terminar la obra.

Cuando se presentan suelos contaminados es posible una recuperación del suelo con la aplicación de la geomalla que sirva como estabilizador mecánico mediante la construcción de una capa de relleno reforzado.

Cuando se requiera construir un terraplén o relleno, el cual descansará sobre un terreno de fundación de baja capacidad portante; se presenta la opción de construir un relleno reforzado con geomalla.

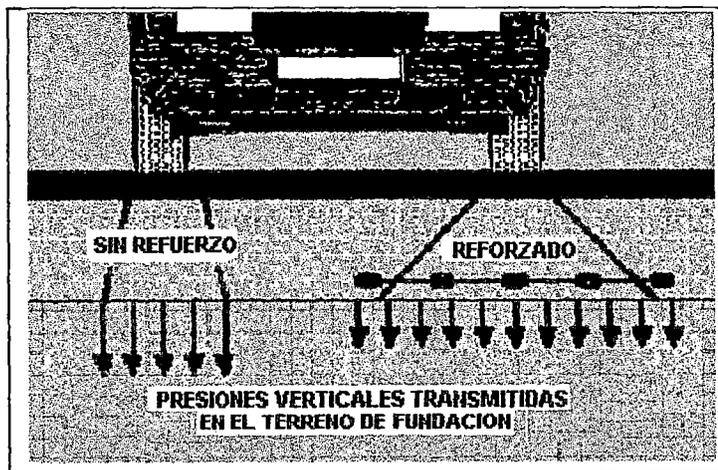
Los espesores requeridos de ambas opciones de rellenos, tanto reforzado como no reforzado necesarios para soportar cargas dinámicas de diseño pueden ser determinados por alguna combinación de fuerza sobre el terreno de fundación, tipos de relleno y cargas dinámicas. La función del relleno reforzado es distribuir las cargas sobre la superficie y reducir los esfuerzos en el terreno de fundación a un nivel que no exceda la capacidad portante del suelo en una zona de falla por corte.

- APLICACIONES TÍPICAS

Las geomallas pueden ser usadas para reforzar rellenos sobre terrenos de baja capacidad portante y proveer una subrasante estable bajo alguna de las siguientes estructuras:

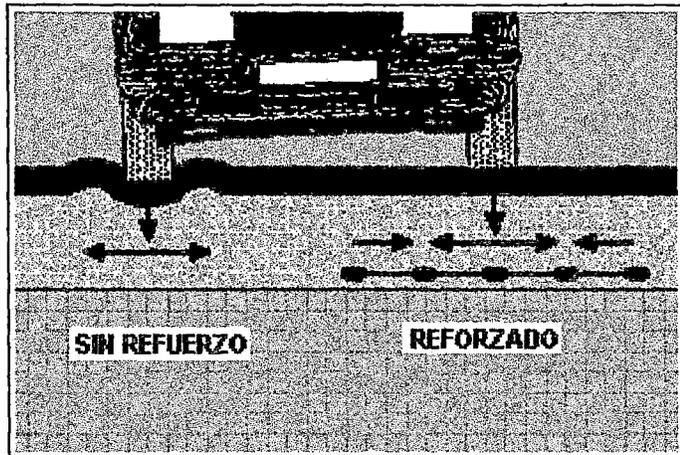
- 1.- Pavimentos Asfálticos
- 2.- Pavimentos de concreto hidráulico
- 3.- Caminos Afirmados
- 4.- Camas para vías de ferrocarriles
- 5.- Jardines Industriales
- 6.- Plataformas de trabajo de equipos pesados
- 7.- Areas de Estacionamiento
- 8.- Fundaciones para Edificaciones

Figura 3.1.0.01



(El principio para obtener menores espesores de pavimento, es obtener una mejor repartición de cargas transmitidas al nivel de la superficie del terreno de fundación, mejorado con geomallas)

Figura 3.1.0.02



(En un Pavimento Reforzado se retrasa la formación de deflexiones reflejas en el revestimiento cuando se incrementan el número de repeticiones de ejes de vehículos a lo largo de la vida del pavimento)

3.2.0.00.- INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DEL CLIMA

El clima es uno de los factores que influyen en el funcionamiento esperado de los pavimentos asfálticos y por ende su estudio sectorizado en un proyecto vial se hace indispensable para conocer las diferentes condiciones ambientales tales como:

- Precipitación pluvial
- Expansión por congelamiento
- Contracción y expansión debido al gradiente de temperatura en un día
- Congelamiento - Deshielo y cambios de humedad

Estas son las condicionantes a tener presente cuando se diseña un pavimento y principalmente en las zonas de sierra y selva del Perú donde el efecto de las heladas, cambios bruscos de temperatura, lluvias continuas; son frecuentes; siendo estos muchas veces la causa de una falla temprana del pavimento.

Los porcentajes de 2% y 5% de deformación unitaria definidos en el ítem 1.3.1.02 del Capítulo I son las deformaciones a las que comúnmente están sometidas las geomallas para cargas de tráfico vehicular por ejemplo en carreteras; según

estudios realizados en Europa, esta deformación alcanza un valor promedio de 3.5% en zonas cercanas a los Alpes donde los efectos de las heladas y cambios bruscos de temperaturas que fatigan al pavimento son similares a la sierra peruana que es atravesada por la cordillera de los Andes.

En zonas donde existan suelos altamente susceptibles al fenómeno de heladas y donde se encuentren severas condiciones de temperatura bajas, es necesario remover y reemplazar tales suelos o tomar ciertas precauciones antes del inicio de la construcción del pavimento. En climas extremadamente cálidos, las mezclas asfálticas deben ser diseñadas para asimilar las deflexiones elásticas y plásticas (ahuellamiento) y mantener una adecuada rigidez a altas temperaturas.

Debido a que las mezclas asfálticas son susceptibles a la temperatura, es aconsejable utilizar diferentes grados de asfalto de acuerdo a las condiciones de temperatura prevalecientes. La Tabla 3.2.0.01 recomienda el grado de asfalto para diferentes condiciones de temperatura.

Tabla 3.2.0.01

CONDICION DE TEMPERATURA	GRADO DE ASFALTO	
Frío, temperatura promedio anual ≤ 7 °C	Pen 120/150	Pen 85/100
Templado, temperatura promedio anual entre 7 °C y 24 °C	Pen 85/100	Pen 60/70
Cálido, temperatura promedio anual $\Rightarrow 24$ °C	Pen 60/70	Pen 40/50

(Tabla Tomada del Manual MS-1, "Manual de Diseño de Espesores del Instituto del Asfalto, 1991)

El parámetro de diseño representativo de estos factores climáticos es el drenaje; por consiguiente se tiene que definir un valor que modifique en forma conservadora el drenaje en la capa de firme y cimiento.

Dependiendo de la calidad de drenaje que se proyecta para un pavimento se define una calidad de drenaje definido según AASHTO, 1993 como excelente, bueno, aceptable, pobre, y muy pobre.

3.3.0.00.- CONDICIONES DE CARGA Y TRAFICO IMPUESTO A LOS PAVIMENTOS

Las cargas a la que estará sometido un pavimento son representadas por el valor de tráfico que implica realizar un cálculo del número acumulado de repeticiones de carga de eje equivalente de diseño que circulará por el carril durante la vida útil prevista. Para tal efecto se requiere efectuar un estudio de censo del tránsito y cargas por eje, para un proyecto específico, considerando una tasa de crecimiento variable y para cada tipo de vehículo; debido a la falta de una data de información en nuestro país, sobre el comportamiento estadístico de crecimiento del número de vehículos, se adopta la tasa de crecimiento económico o en algunos casos el crecimiento de la población.

El diseño de un pavimento está basado en la acumulación de cargas de eje simple (EAL) de 18,000 Lbs durante el período de diseño, el cual indica el poder destructivo de ejes comparados con el de 18,000 Lbs; así por ejemplo si se tiene una carga de eje simple de 9,000 Lbs, esta ocasiona un daño equivalente a 0.5 aplicaciones de carga por eje simple de 18,000 Lbs; de esta forma se necesita 2 aplicaciones de 9,000 Lbs para causar un daño equivalente a 1 de 18,000 Lbs.

El número acumulado de repeticiones de ejes equivalentes para un solo sentido en un periodo de diseño de "n" años y una tasa de crecimiento "r" se calcula con la siguiente expresión:

$$N = \frac{365 \times (K) \times ((1+r)^n - 1)}{2 \times r}$$

donde:

N : Número de ejes equivalentes acumulados o EAL

K = IMDom x FDom + IMD2e x FD2e + IMD3e x FD3e + IMDt x FDt

FD: Factor Destructivo

IMD : Indice Medio Diario

r : Tasa de Crecimiento

- n : Periodo de Diseño
- om : Omnibus
- 2e : Camión de 2 ejes
- 3e : Camión de 3 ejes
- t : Trayler y Semitrayer

Los estudios recientes muestran que las causas de fallas, referidos a tráfico son debido a que el pavimento soporta cargas diferentes a las previstas en el diseño. Es por ello que se hace necesario realizar un cuidadoso censo de tráfico con estaciones de conteo localizados estratégicamente en tramos de la vía de carretera a diseñar.

El concepto de incorporar una geomalla de refuerzo a la estructura de un pavimento asfáltico con la opción de incluir un geotextil como separador, ha sido evaluado por varios investigadores en las ultimas décadas, adoptando pruebas de laboratorio a pequeña escala, usando cargas de ejes entre 4,500 Lbs y 30,000 Lbs. Los estudios fueron llevados a cabo en los Estados Unidos de Norteamérica; con el apoyo de diferentes instituciones, una de ellas la Universidad de Alaska, bajo la dirección del Dr. Thomas C. Kinney; quien evaluó el funcionamiento de una sección de pavimento reforzado con geomalla. El objetivo de esta investigación fue el siguiente:

- 1.- Demostrar, usando cargas a escala completa el mejoramiento del funcionamiento de un pavimento asfáltico cuando la capa de firme es reforzada con una geomalla. (Cuantificando el Traffic Benefit Ratio (TBR); que traducido al castellano sería el factor de beneficio de tráfico)
- 2.- Cuantificar el TBR para las geomallas BX1100 y BX1200, las cuales son dos de los tipos de geomalla que existen en el mercado y cuyas características se muestran en la Tabla N° 3.3.1.00.

La prueba de refuerzo del firme, consistió en analizar los efectos de las cargas de un camión de ejes simples en secciones de pavimentos asfálticos. Se confeccionó una muestra de pavimento cuyas dimensiones fueron 1.20 x 2.40 x 14.60m; la carga de llanta fue aplicada a través de una llanta de camión, con una presión de inflado de 80 psi y una carga total de 4,500 Lbs. Como la llanta viaja sobre toda la longitud de la muestra preparada, la totalidad de la carga es aplicada. Al final de la muestra de prueba la llanta conserva la dirección viajando hacia atrás al punto inicial bajo una carga de 2,000 lbs (Peso muerto del carro de carga).

La prueba tuvo 4 secciones de prueba a lo largo de la muestra. Dos de las 4 tenían geomallas colocadas en la interfase entre el terreno de fundación y el firme. La 3ra sección tenía 2 capas de geomalla, una colocada en la interfase del terreno de fundación y otra colocada dentro del firme. La sección final no tuvo geomalla y sirvió como sección de control.

El pavimento para todas las secciones de prueba consistió de 2 pulg. de revestimiento asfáltico en caliente, sobre un firme compactado (variando su espesor desde 6 a 18 pulg.) y un terreno de fundación compuesto de arcilla. (Ver Figura N° 3.3.1.00)

- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

El suelo del terreno de fundación fue una arcilla (aproximadamente 22% de partículas del tamaño de arcilla).

El terreno de fundación fue colocado a una densidad seca de aproximadamente 102 lb/pie³ ó 1,638 kg/m³; y un contenido de humedad de 21%.

Los valores de CBR de campo fueron tomados en el centro de cada sección antes de colocar el firme, y los valores obtenidos mostraron valores que van de 2.70 a 1.60 con un promedio de 1.90.

La máxima densidad seca del material de firme era 139 Lb/pie³ ó 2,232 kg/m³ a un contenido de humedad de 7%. La densidad insitu del material de firme fue aproximadamente 130 Lb/pie³ ó 2,087 kg/m³ con un CBR insitu de 15.

El concreto asfáltico usado para todas las secciones de pavimento fue una mezcla en caliente, con una máxima densidad seca del asfalto de 149 Lb/pie³ ó 2,392 kg/m³ y las densidades insitu variaban entre 137 y 142 Lb/pie³ con un promedio de 140 Lb/pie³ ó 2,247 kg/m³.

Tabla N° 3.3.1.00

PROPIEDAD	PRUEBA	UNIDAD	REQUERIMIENTOS	
			BX1100	BX1200
INTERLOCK O FIJACION				
- Tamaño de Abertura direcc. rolo... (1) transv. a (1)	I.D. Capilered	pulg	1.0 1.3	1.0 1.3
- Area Abierta	COE Method	%	70	70
- Espesor	ASTM D1777	pulg		
Cordones			0.03	0.05
Uniones			0.11	0.16
- Rigidez Torsional a 20 cm - kg	Grid Aperture Test Corps of Engineers' Method	Kg-cm/deg	3.15	6.50
REFORZAMIENTO				
- Rigidez Flexional	ASTM D1388	mg-cm	250,000(min)	750,000
- Módulo de Tensión	GRI: GG1	Lb/pie	14,000(min)	18,500
- Uniones	GG1 - GG2			
Esfuerzo		Lb/pie	765(min)	1,080
Eficiencia		%	90(min)	90
MATERIAL				
- Poliprolileno	ASTM D4101-Group 1/Class 1/Grade 2	%	98(min)	98
- Carbón	ASTM 4218	%	0.5(min)	0.5
DIMENSIONES				
- Longitud de Rollo		pie	164(min)	164
- Ancho del Rollo		pie	9.8 y 13.1	9.8 y 13.1

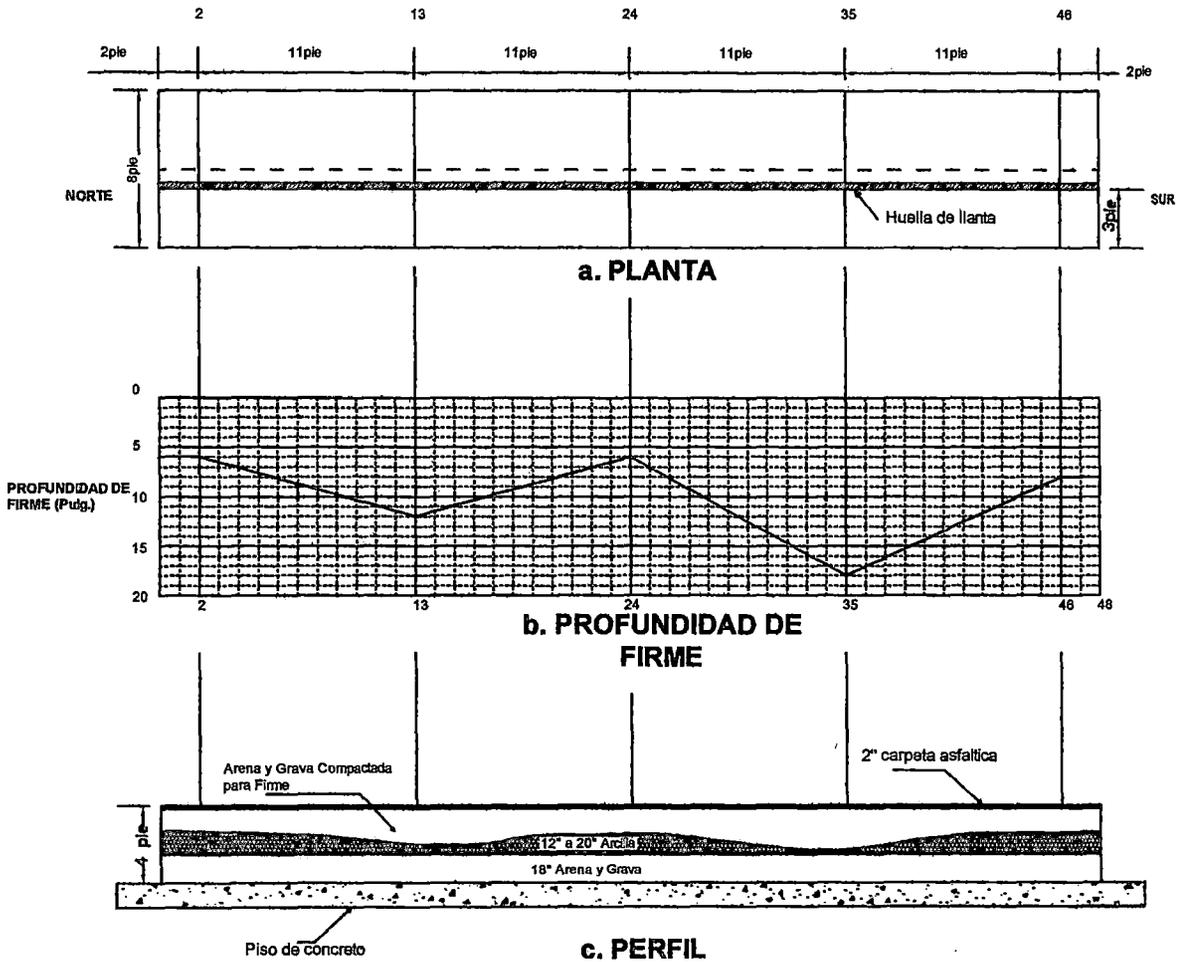
PLANTA Y PERFIL

Sección N° 1
BX1200
6" a 12"
De Firme

Sección N° 2
BX1100
6" a 12"
De Firme

Sección N° 3
Control
6" a 18"
De Firme

Sección N° 4
2 capas BX1100
8" A 18"
De Firme



VISTA DE PLANTA Y PERFIL DE LA PRUEBA REALIZADA EN LA UNIVERSIDAD DE ALASKA

Figura N° 3.3.1.00

- RESULTADOS OBTENIDOS

Las mediciones de deformación de la superficie del pavimento fueron hechas después de un cierto número de ciclo de carga, a incrementos de 0.6m desde cada extremo a lo largo de la muestra de pavimento preparado. Se registró el número de ciclos para obtener deformaciones de 0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5 pulg. La capacidad de carga mejorada de secciones reforzadas con geomallas fueron cuantificadas como una relación de beneficio de tráfico TBR (Traffic Benefit Ratio).

- Relación de Beneficio de Tráfico (TBR).- es definido como el número de ciclos de carga en una sección reforzada con geomalla dividido entre el número de ciclos en la sección de control para la misma deformación.

Los espesores de firme versus TBR para específicas deflexiones en el pavimento (profundidad de deformación sobre la carpeta asfáltica) de 0.75, 1.00, 1.25 pulg. se presentan en las Figuras 3.3.2.00, 3.3.3.00 y 3.3.4.00; respectivamente.

Los resultados de este programa de prueba indican que para las condiciones probadas el mayor beneficio del reforzamiento ocurre sobre un rango de espesor de firme entre 8 a 12 pulg. En general el TBR alcanzado con un refuerzo de geomalla es de 2 a 3 con una BX1100; para deflexiones de 1 y 1.25 pulg. Para una BX1200 hay diferentes valores de TBR que son función al espesor del firme y deflexiones superficiales.

El TBR además es una función de:

- El tipo de geomalla y sus propiedades
- El tipo de material de firme, sus propiedades y su espesor
- La magnitud de las cargas aplicadas, presión de llanta y el área de contacto
- La profundidad a la cual se ubica la geomalla
- La deformación permisible del pavimento

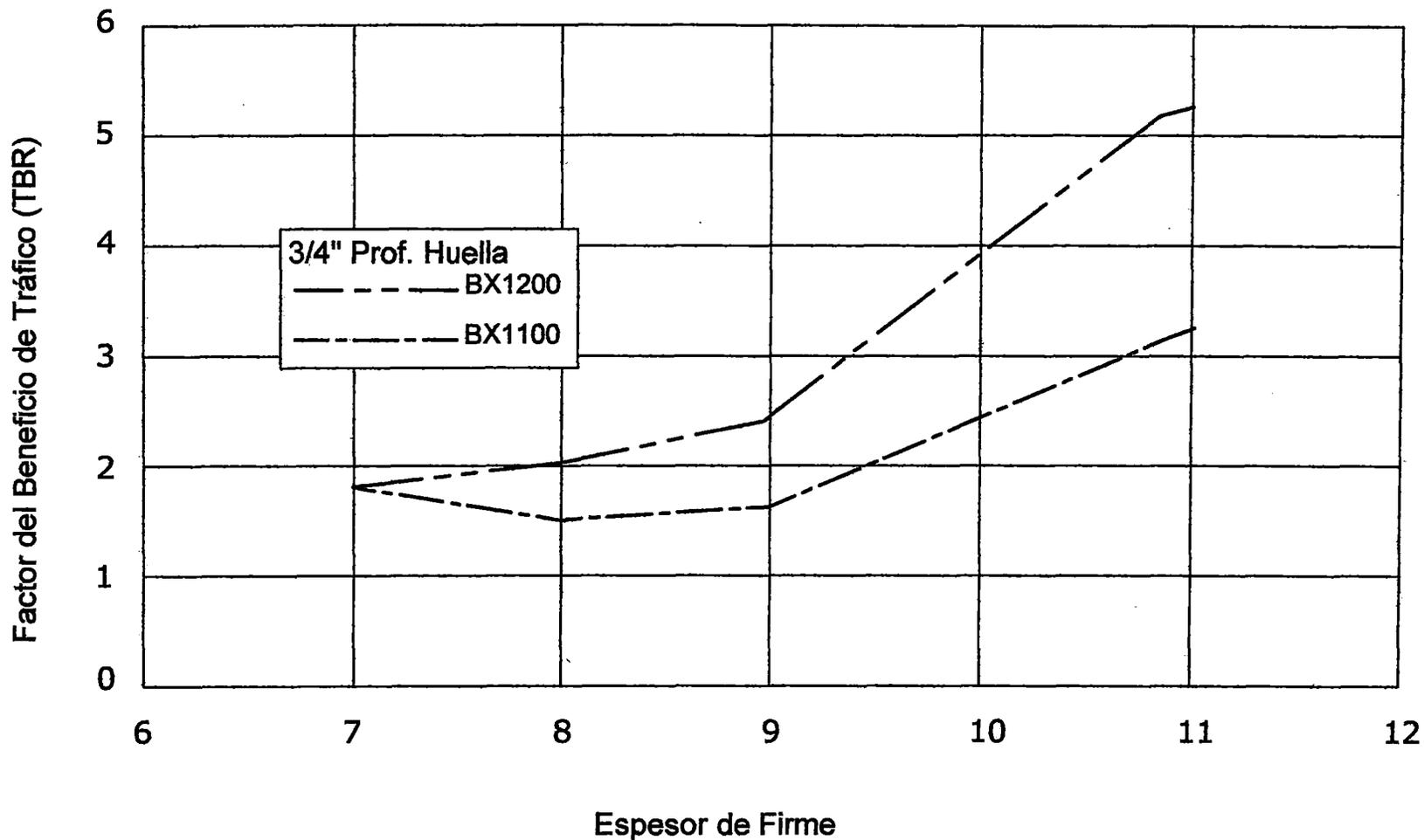


Figura 3.3.2.00 - % del Beneficio de Tráfico Vs. Espesor de base para 3/4" de profundidad de huella.

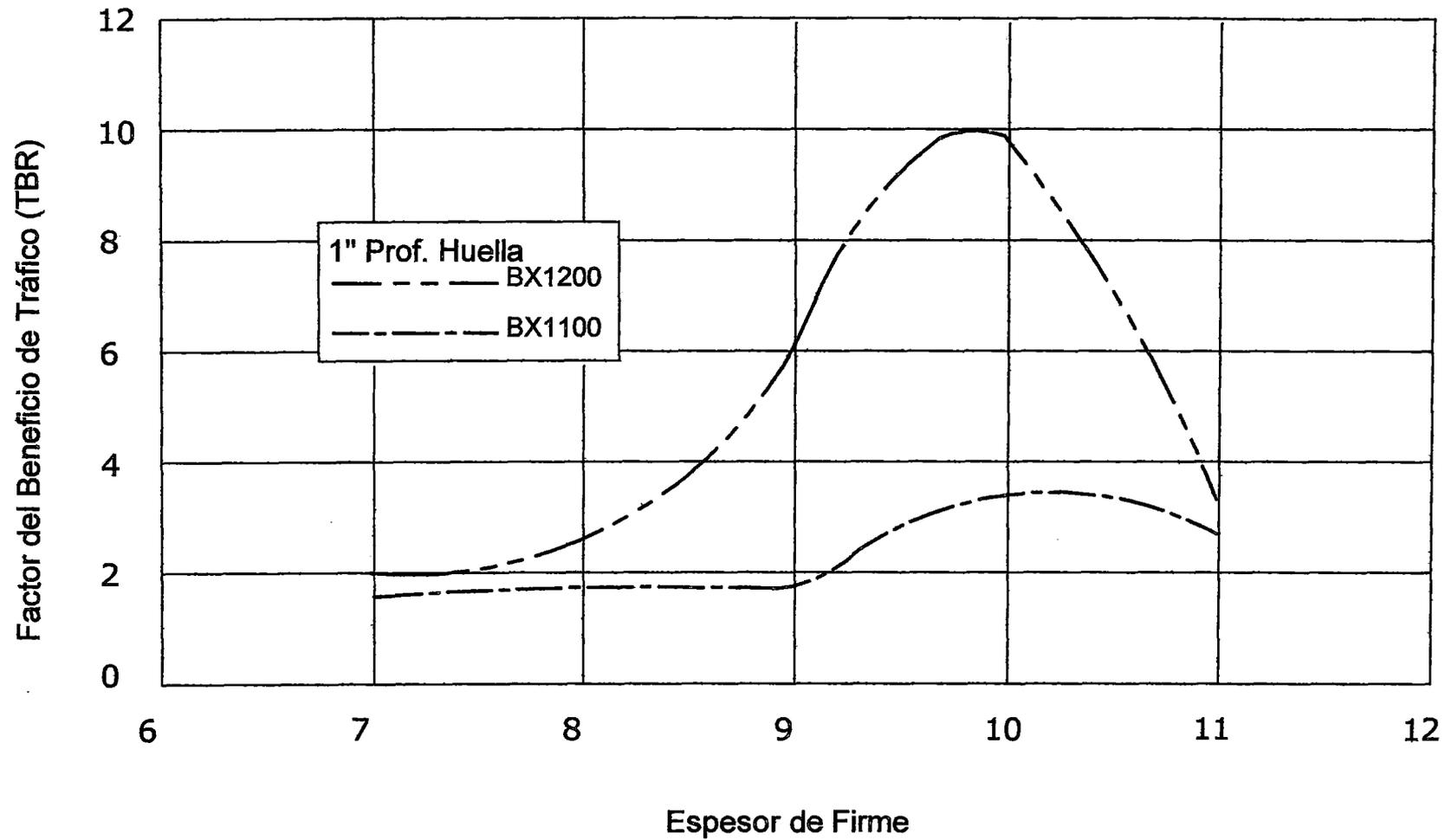


Figura 3.3.3.00 - % del Beneficio de Tráfico Vs. Espesor de base para 1" de profundidad de huella.

TESIS: OPTIMIZACION DE COSTOS EN CARRETERAS APLICANDO EL SISTEMA DE REFUERZO CON GEOMALLAS

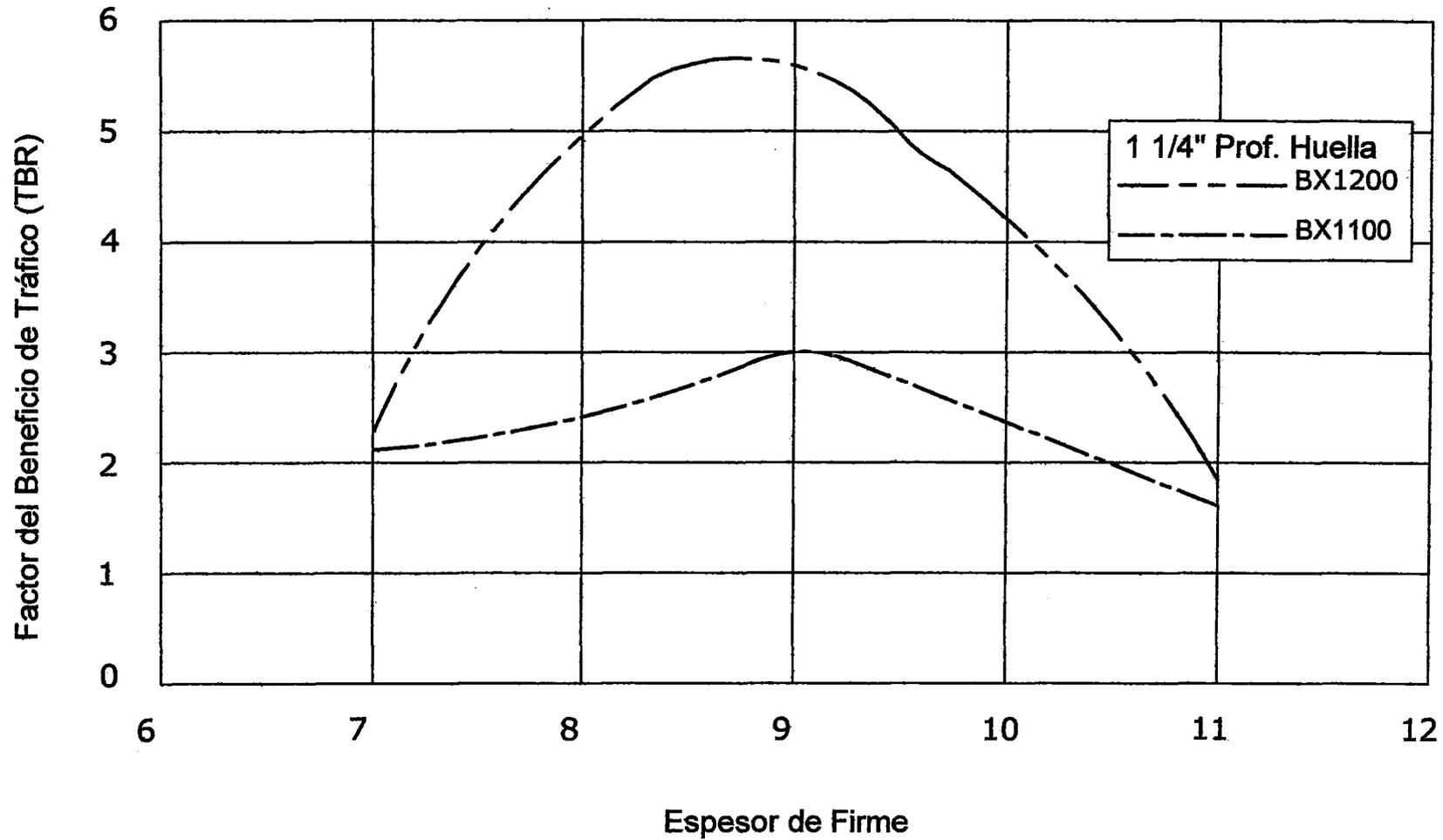


Figura 3.3.4.00 - % del Beneficio de Tráfico Vs. Espesor de base para 1 1/4" de profundidad de huella.

El ingeniero debe estar en la capacidad de reconocer los valores convenientes de TBR, para varias combinaciones de los materiales y condiciones, mencionadas anteriormente. El uso de las Figuras 3.3.2.00, 3.3.3.00 y 3.3.4.00, puede hacerse siempre y cuando los mismos criterios de la prueba (tipo de pavimento, rango de cargas, esfuerzos de los materiales, etc), son tomados en cuenta en el diseño de un pavimento nuevo.

3.4.0.00.- CICLO DE VIDA DE UN PAVIMENTO

En todo diseño de pavimento se necesita definir un periodo de análisis; el cual es definido como el periodo de tiempo desde que el pavimento es puesto en funcionamiento hasta que este ya no funcione o no sirva. Anteriormente se usaba el término vida de diseño y era típico optar por un periodo de 20 años. Actualmente los periodos de análisis recomendados son hasta de 50 años, según la actual norma AASHTO, 1993.

Un factor incorporado a la nueva norma de diseño AASHTO de 1,993 es el periodo de performance y es considerado como un parámetro de diseño obligatorio.

PERIODOS DE ANALISIS, SEGÚN NORMA AASHTO, 1993

CONDICION DE LA VIA	PERIODO DE ANALISIS
Alto volumen, urbano	30 - 50
Alto volumen, rural	20 - 50
Bajo volumen, pavimentado	15 - 25
Bajo volumen, superficie afirmada	10 - 20

El periodo de performance es definido como el tiempo que transcurre entre la construcción inicial y la primera rehabilitación y el tiempo entre rehabilitaciones, en consecuencia el periodo de performance asumido en un diseño es una función del mantenimiento proyectado que se aplicará al pavimento para el tráfico actual.

3.4.1.00.- INCREMENTO DEL PERIODO DE DISEÑO USANDO GEOMALLA

Una alternativa para incrementar la vida de un pavimento con cierto grado de confiabilidad es reforzar el firme de un pavimento con una geomalla.

Este incremento del periodo de diseño no considera el costo inicial de construcción de la carretera, pero si se predice menores costos por mantenimiento y rehabilitación al final del periodo de diseño; o una disminución en el espesor del pavimento que es otra ventaja que ofrecen las geomallas. Pero si se obtienen mejores periodos de performance considerando un TBR de acuerdo al tipo de geomalla seleccionado.

Otro de los factores que influye en la vida de un pavimento es la resistencia al corte del terreno de fundación y de las capas granulares, la cual es medida indirectamente mediante ensayos de penetración como el CBR. Este valor varía con el grado de densidad del suelo, quien a su vez alcanza sus valores máximos con una humedad cercana a la óptima del ensayo Proctor. De modo pues que controlando en el campo la densidad de cada capa, estaremos asegurando una resistencia al corte y el pavimento no fallará por cizallamiento de las capas de suelo y reduciremos la posibilidad de consolidación. Asimismo cuidando que la humedad se mantenga constante, dentro de un rango, se garantiza la estabilidad de cada una de las capas del pavimento.

CAPITULO IV
PAVIMENTOS ASFALTICOS REFORZADOS
CON GEOMALLAS

CAPITULO IV

PAVIMENTOS ASFALTICOS REFORZADOS CON GEOMALLAS

4.1.0.00.- INTRODUCCIÓN: ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS ASFALTICOS

Los esfuerzos o deformaciones críticas son los valores máximos que surgen en el sistema del pavimento bajo condiciones dadas de carga, dependiendo de la combinación de materiales. Cada uno de los materiales que se utilizan, poseen una resistencia a la tensión y al corte, así como una rigidez específica. Cuando los esfuerzos inducidos por las cargas superan la resistencia del material se produce su falla. Por esta razón es muy importante conocer los puntos de deformaciones y esfuerzos críticos y su magnitud.

4.1.1.00.- ESFUERZOS EN LOS PAVIMENTOS

Las cargas de tráfico o los efectos de factores ambientales, ocasionan una respuesta del sistema pavimento–terreno de fundación a través de esfuerzos y deformaciones unitarias. Dichos valores son los que producen el deterioro de los pavimentos como se puede observar a través de los daños en la superficie del pavimento. Los pavimentos asfálticos no requieren de elementos adicionales, como dowels en los pavimentos de concreto hidráulico, para producir sus propios esfuerzos y la interacción de esfuerzos con los materiales del pavimento. Pero existe la opción de proporcionar un refuerzo estructural al pavimento con geosintéticos (geomallas), cuyo mecanismo se explicará posteriormente.

4.1.1.01.- ESFUERZOS VERTICALES

Las cargas de las llantas producen esfuerzos verticales en el pavimento. El esfuerzo vertical es el responsable de comprimir los materiales del pavimento, causando surcos en la huella de canalización del tráfico (ahuellamiento). Cada capa del pavimento tiene diferente capacidad para resistir la deformación vertical causada por este esfuerzo. La deformación total es la suma de los componentes

de las diferentes capas, las cuales son inversamente proporcionar a su rigidez y resistencia.

4.1.1.02.- ESFUERZOS DE CORTE

El esfuerzo de corte es producido por una carga, cuando se aproxima a un punto del pavimento. El esfuerzo de corte es más crítico en la capa de firme granular. Los esfuerzos de corte en el firme producen movimientos que la desestabilizan. Este aspecto es comúnmente observado en caminos de bajo volumen que son sobrecargados.

4.1.1.03.- ESFUERZOS RADIALES O ESFUERZOS DE TENSION

Bajo estabilizaciones con aglomerados hidráulicos, que tienen capacidad de soportar estos esfuerzos de tensión; los pavimentos sufren de fatiga debido a la repetición de las cargas hasta que se producen grietas que comprometen su función estructural y llevan al pavimento a la falla (fisuración).

4.1.2.00.- ESFUERZOS Y DEFORMACIONES UNITARIAS CRITICAS

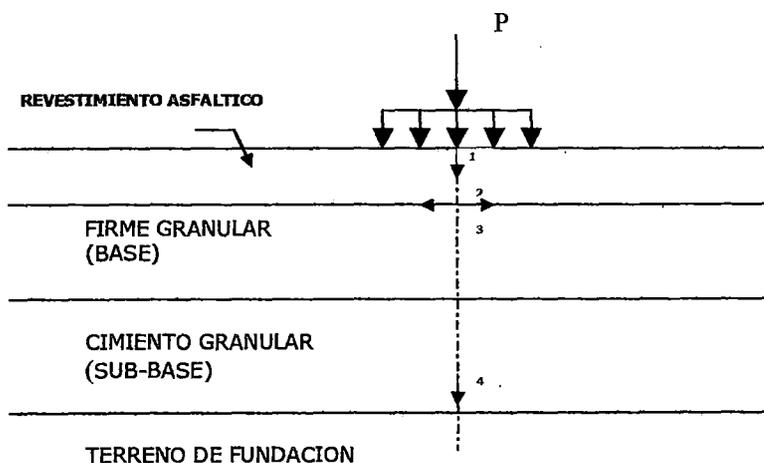
Los esfuerzos y deformaciones unitarias críticos son los valores máximos de esfuerzos o deformaciones unitarias que ocurren en el sistema pavimento – terreno de fundación bajo ciertas condiciones de carga. Dependiendo de la combinación de materiales, los niveles críticos ocurrirán en diferentes materiales para diferentes pavimentos. Cada material usado en el pavimento tiene valores particulares de resistencias a la compresión, tracción y cortante. Cuando la resistencia del material es excedida por la condición de carga simple o repetida, el material fallará. Por tanto es muy importante conocer precisamente la magnitud y ubicación de los esfuerzos o deformaciones unitarias máximas.

Como se muestra en la Figura N° 4.1.2.01, la deformación unitaria de tensión crítica está ubicada en la parte inferior de la capa de asfalto, punto. 2. Ante cargas de tráfico repetitivas, el esfuerzo de tensión en el fondo de la capa asfáltica progresivamente deteriora la capa asfáltica hasta que se empieza a fisurar. Al

estar sujeto el pavimento a cargas adicionales de tráfico las fisuras de fatiga se propagan hacia arriba.

El esfuerzo en el punto 1 es de compresión y ante la acción de cargas repetitivas de tráfico se da la compactación de la capa de superficie asfáltica, lo cual a su vez produce la formación de huellas en la mezcla asfáltica. (ahuellamiento).

Figura N° 4.1.2.01
PUNTOS CRITICOS EN UN PAVIMENTO



- 1 = deformación unitaria de compresión vertical – ahuellamiento
 - 2 = deformación unitaria de tracción horizontal – fisuras en bloque
 - 3 = deformación unitaria de compresión vertical – ahuellamiento
 - 4 = deformación unitaria de compresión vertical – ahuellamiento / depresión
- P = carga de un neumático

Las capas de materiales granulares, como el firme o cimiento, no resisten esfuerzos a la tracción desde que poseen una baja cohesión. El sobre esforzar los materiales granulares puede dar lugar al ahuellamiento y corrimientos cuando el firme va desarrollando esfuerzos de corte.

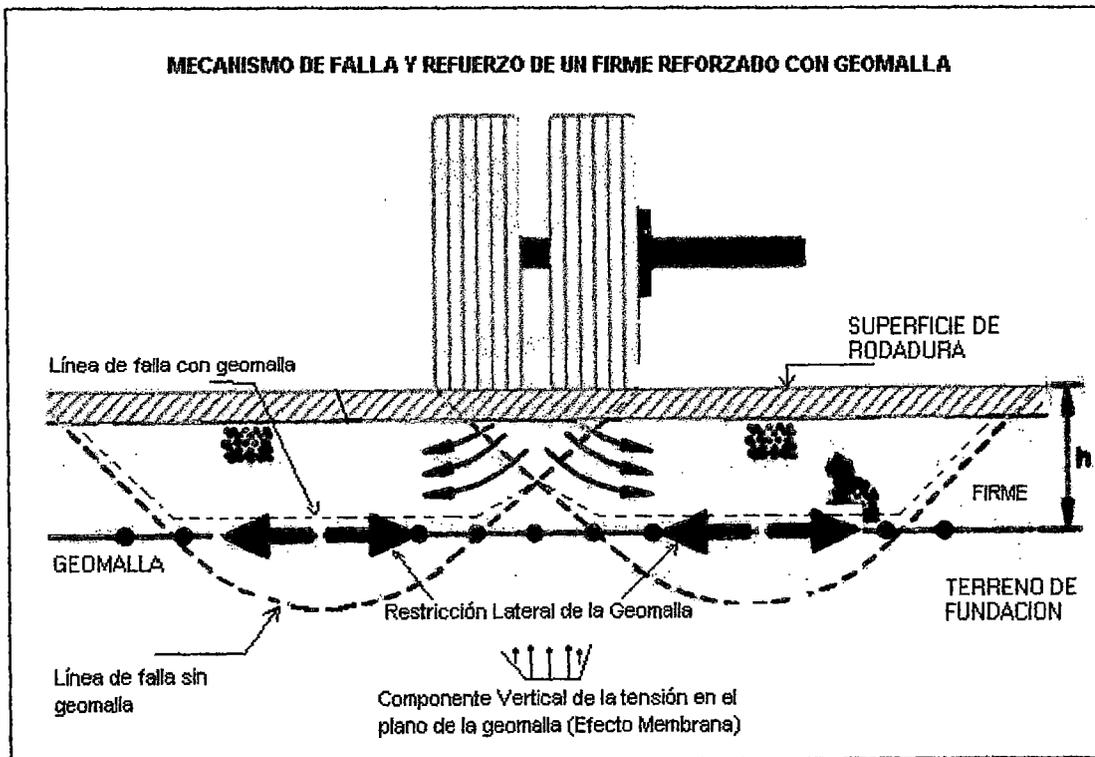
El ahuellamiento de los pavimentos resulta también de la aplicación de esfuerzos verticales repetitivos (Punto 4) en la parte superior del terreno de fundación. Cada aplicación de carga produce alguna deformación permanente a través de la

consolidación de las diferentes capas del sistema pavimento–terreno de fundación. Normalmente el término de daño denominado ahuellamiento está mayormente relacionado a elevados niveles de esfuerzos verticales en el material del terreno de fundación.

4.2.0.00.- MECANISMO DE REFUERZO CON GEOMALLAS EN PAVIMENTOS ASFALTICOS

El uso de las geomallas, proporciona un refuerzo, primeramente sobre el terreno de fundación, la cual soporta el efecto de las cargas transmitidas por el tráfico vehicular en menor proporción debido a la acción de las geomallas que actúan como un medio en el cual las presiones son reducidas, evitando los ahuellamientos. Luego las geomallas tienen la capacidad de absorber los esfuerzos a tensión colaborando con la función estructural que tienen las capas granulares, las mismas que carecen de resistencia a la tensión.

Figura N° 4.2.1.00



Esta figura muestra como la geomalla ofrece un refuerzo para tres posibles mecanismos de falla, los cuales se describen a continuación:

4.2.1.00.- REFUERZO LOCAL

El refuerzo local consiste en la oposición que impone la geomalla a las fuerzas de penetración de los agregados hacia el terreno de fundación. El plano de la geomalla intercepta y corta la línea de falla por corte evitando que los agregados del firme se introduzcan al terreno de fundación debido a las cargas vehiculares, proporcionando una resistencia puntual en las zonas donde el agregado entra en contacto con el terreno de fundación.

4.2.2.00.- RESTRICCIÓN LATERAL

La restricción lateral previene los ahuellamientos por medio de fuerzas que se oponen a los movimientos laterales. Los esfuerzos de tensión producidos en el firme son transferidos a la geomalla lo que conlleva a que el sistema en conjunto soporte menos esfuerzos a tensión lateral. El material granular generalmente incrementa su módulo elástico como resultado del confinamiento lateral del firme, así mismo el esfuerzo vertical se ve reducido en esta capa de agregados, por consiguiente el esfuerzo que soporta la subrasante será menor. En conclusión este mecanismo controla la formación de surcos, incrementa el módulo del firme, lo que a su vez conlleva a resistir mayores deformaciones plásticas, y finalmente se consigue la reducción a fatiga de la carpeta asfáltica.

4.2.3.00.- MEMBRANA TENSIONANTE

El tercer tipo de refuerzo es el efecto membrana en el plano donde se ubica la geomalla y se desarrollan tensiones debido a los esfuerzos transmitidos por las cargas vehiculares, las cuales producen una deformación en los suelos que se encuentran debajo de la geomalla.

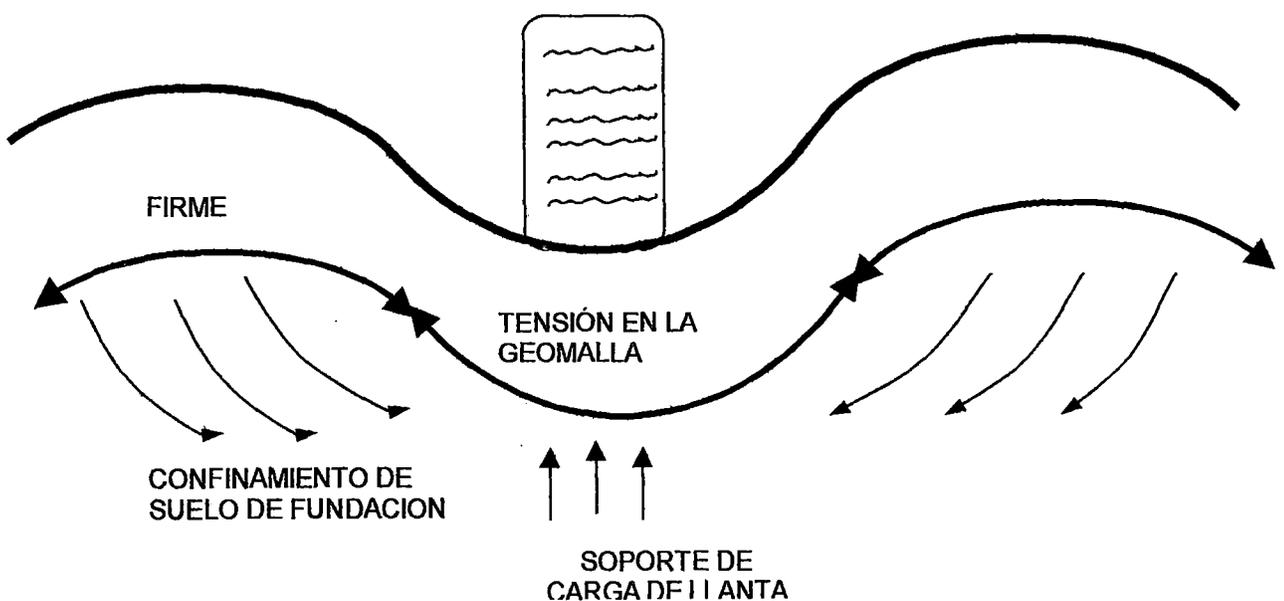
La función de la geomalla para actuar como una membrana tensional está descrito en términos de varias otras funciones que incluyen la restricción y confinamiento del terreno de fundación (Steward 1977, Bender and Barenberg 1978), el

incremento de la capacidad portante del terreno de fundación al nivel de subrasante (Halliburton and Barron, 1983). El soporte membrana contra cargas de llantas reduce el esfuerzo vertical sobre el terreno de fundación y su confinamiento incrementa su resistencia a la falla por corte (capacidad de soporte).

Barenberg (1980) describe el proceso de reforzamiento como uno dependiente de la profundidad de huella. Inicialmente la carga aplicada puede exceder el esfuerzo del terreno de fundación y la formación de surcos sería un hecho. Para las condiciones anteriores y en adición de que una geomalla sea instalada, esta empezaría a tomar parte de la carga aplicada. Dicho proceso continuaría hasta que el esfuerzo en el terreno de fundación sea igual al permisible. En este punto el sistema es estable y las deformaciones alcanzarían un valor estable. Es importante resaltar que; para que este mecanismo se desarrolle es necesario la formación de deformaciones significativas y las cargas de tráfico sean pesadas.

Para mayor detalle se muestra la Figura N° 4.2.3.00 donde se visualiza como una geomalla o en general un geosintético de refuerzo actúa como una membrana tensionante.

Figura 4.2.3.00
EFFECTO MEMBRANA



4.3.0.00.- MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION Y REFUERZO DE LA CAPA DE FIRME EN PAVIMENTOS ASFALTICOS CON GEOMALLAS

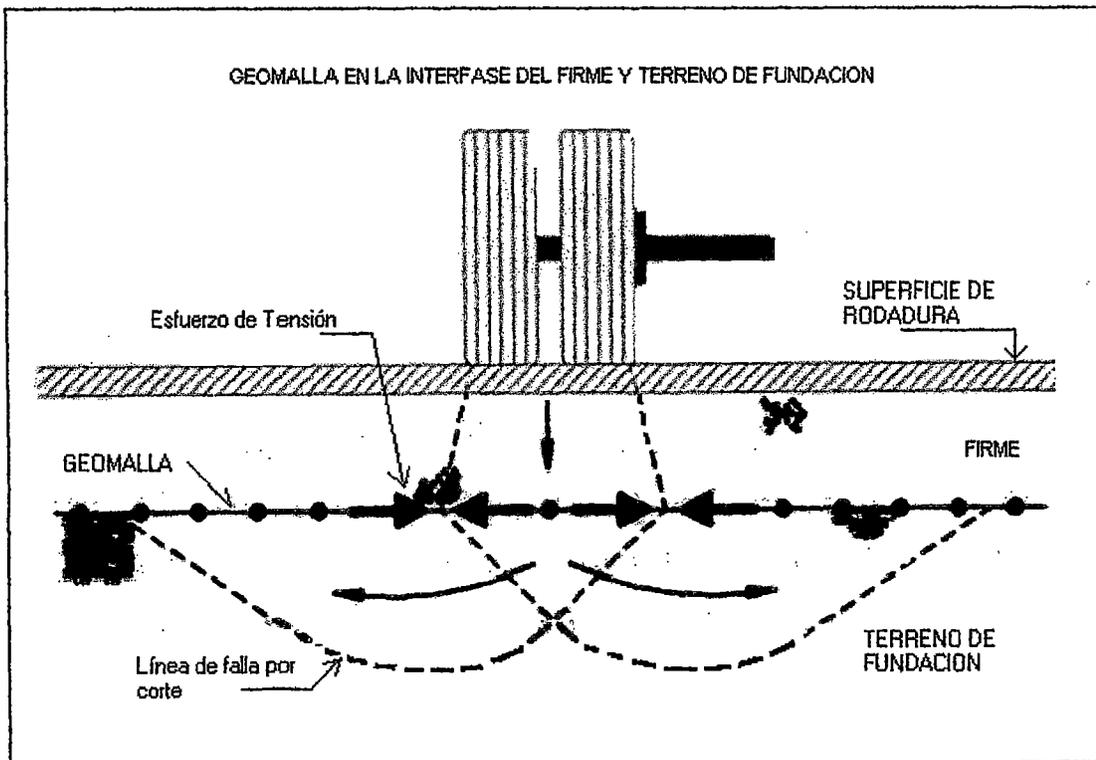
4.3.1.00.- MEJORAMIENTO DE TERRENOS DE FUNDACION CON GEOMALLAS

Cuando se tienen terrenos de fundación con valores de CBR menores o iguales a 3 se recomienda la colocación de una geomalla, a fin de evitar una falla por capacidad de soporte.

Ubicación de la geomalla:

- En la interfase del firme y terreno de fundación
- En la interfase del cimiento y terreno de fundación. (Ver Figura N° 4.3.1.00)

Figura N° 4.3.1.00



VENTAJAS:

- Provee una mejor distribución de carga sobre el terreno de fundación
- Permite la conformación de un relleno (cimiento) reforzado, el cual posee un valor de soporte mayor, previniendo fallas por corte local.
- Reduce los volúmenes de excavaciones y rellenos
- Separa el material del suelo de fundación del material de firme (Cuando el material de firme es bien graduado, y por consiguiente puede actuar como un filtro en estado compactado)

4.3.2.00- FIRME REFORZADO EN PAVIMENTOS ASFALTICOS

El refuerzo de la base o firme granular con geomallas es recomendado cuando se cumple la siguiente relación:

Aplicable para terrenos de fundación con valores de CBR mayores a 3%.

Ubicación de la geomalla:

-En la interfase del terreno de fundación y firme

Cuando $h \leq 14''$ (35 cm)

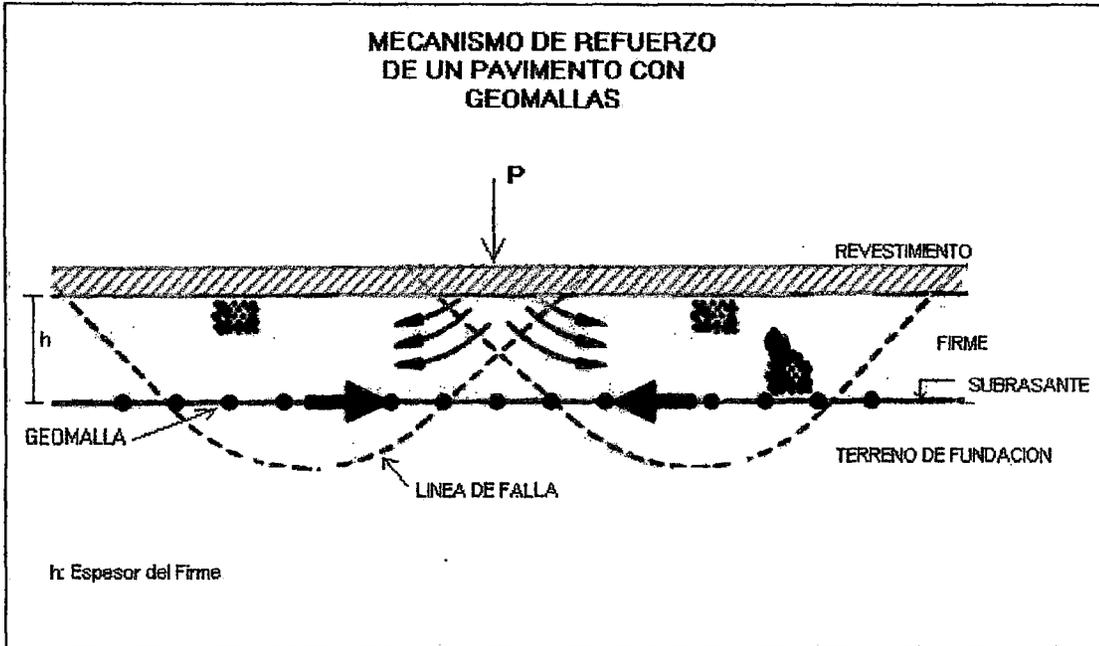
-En el centro del firme

Cuando $h > 14''$ (35 cm).

VENTAJAS:

- Reduce la formación de hundimientos en la superficie a través de movimientos laterales del material granular del firme.
- Garantiza el diseño de pavimentos reforzados para periodos de diseño mayores comparados con los pavimentos no reforzados y que tienen igual espesor.
- Reduce los costos por mantenimiento durante el ciclo de vida útil
- Reduce el espesor del firme "h" (opcional) y en algunos casos del revestimiento asfáltico.

Figura N° 4.3.2.00



4.3.2.01.- ALTERNATIVAS DE DISEÑO CON FIRMES REFORZADOS CON GEOMALLAS

Existen varias opciones cuando se diseñan pavimentos con firmes reforzados con geomallas:

1. Ampliación de períodos de rehabilitación
2. Reducción del espesor del pavimento, para un período de diseño equivalente a un pavimento no reforzado
3. Una combinación de (1) y (2)
4. El uso de geomallas incrementa el nivel de confiabilidad del pavimento; incrementa la probabilidad de que el pavimento funcione como se ha previsto durante toda su vida útil.

La opción (1), generalmente es adoptada por empresas y diseñadores que usan sistemas de administración de pavimentos evaluando en base a los costos del ciclo de vida.

La opción (2); en esta opción se presentan cálculos similares a los realizados en la opción (1). Esta opción está dirigida para usuarios que deben minimizar costos de construcción en la etapa inicial de la obra. (Costos durante la vida útil no son considerados)

La opción (3) es una combinación de las opciones anteriores (1) y (2). Con esta opción el costo considerado de la construcción inicial con un firme reforzado es aproximadamente igual al de un pavimento cuyo firme no tiene un refuerzo de geomalla; hasta ahora una reducción en el espesor del pavimento es usada para compensar la inclusión de una geomalla estructural y una extensión en el período de funcionamiento del pavimento es derivada del reforzamiento del firme. La extensión sería un poco menor que la extensión alcanzada con la opción (1).

Alternativamente la geomalla únicamente puede ser usada para incrementar la durabilidad de la estructura del pavimento (decrecer la probabilidad de una falla prematura) con la opción (4). El prospecto de que el pavimento funcionará satisfactoriamente con este período de análisis está garantizado por un diseño mas confiable.

Obviamente no hay procedimiento de diseño para la opción (4), ya que la geomalla estructural está destinada solo a incrementar la durabilidad del pavimento. Sin embargo el potencial para disminuir costos de rehabilitación y mantenimiento debe ser reconocido.

El procedimiento para diseñar estructuras de pavimentos con la opción (1) es presentado en la presente tesis siguiendo los pasos requeridos por la norma AASHTO de 1993 (American Association of State Highway and transportation Officials). La norma AASHTO de 1993 es una revisión basada en la prueba de caminos AASHO de 1950. El actual procedimiento de diseño de 1993 es una extensión de los algoritmos que originalmente se desarrollaron en la prueba de caminos AASHO. La norma de 1993 fue mejorada desde versiones tempranas con 14 nuevas consideraciones incluyendo: Rehabilitación, consideraciones de costo durante la vida útil, durabilidad y administración del pavimento.

Los diversos pasos del procedimiento de diseño AASHTO fueron adicionalmente mejorados con la consideración o inclusión de una geomalla estructural como refuerzo del firme. Este mejoramiento del firme está basado en pruebas de laboratorio y 15 años de aplicaciones exitosas (con un tipo específico de geomalla)

CAPITULO V

**DISEÑO DE PAVIMENTOS CONVENCIONALES,
PAVIMENTOS REFORZADOS Y TERRENOS DE
FUNDACION MEJORADOS CON GEOMALLAS**

CAPITULO V

DISEÑO DE PAVIMENTOS CONVENCIONALES, PAVIMENTOS REFORZADOS Y TERRENOS DE FUNDACION MEJORADOS CON GEOMALLAS

5.1.0.00.- DISEÑO DE UN PAVIMENTO ASFALTICO

Las metodologías de diseño consideradas son la desarrollada por AASHTO, 1993 y la del Instituto del Asfalto, las cuales se aplican en la mayoría de diseños para las carreteras en el Perú.

El diseño de un pavimento asfáltico reforzado con geomallas descrito en este capítulo es un método basado en la norma AASHTO de 1993, y el cual es desarrollado mas adelante. Básicamente el uso de las geomallas permite obtener un valor de tráfico modificado y optimizado, que soportará el pavimento durante toda su vida de servicio, hecho que se ha podido comprobar mediante pruebas a escala completa llevadas a cabo años atrás (Ver Sección 3.3.0.00, Capítulo III).

5.1.1.00.- PARAMETROS Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO AASHTO, 1993

El procedimiento AASHTO de 1993, para diseño de pavimentos asfálticos, es descrito en dicha norma, la cual está basada en documentación contenida en el volumen 2, de la versión de 1986 (AASHTO, 1986). Este procedimiento de diseño es básicamente una extensión de algoritmos originalmente desarrollados desde la norma AASHO, 1958-1960, Road Test.

5.1.1.01.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La norma AASHTO de 1993, considera los siguientes conceptos, en la metodología de diseño de un pavimento.

- ❖ Performance del pavimento
- ❖ Tráfico

- ❖ Suelo para las diferentes capas del pavimento
- ❖ Materiales de construcción
- ❖ Impacto ambiental
- ❖ Drenaje
- ❖ Confiabilidad
- ❖ Serviciabilidad
- ❖ Costos durante el ciclo de vida del pavimento

Cada uno de estos conceptos es tratados en la norma AASHTO. Antes de describir los parámetros y el procedimiento de diseño, se van ha definir dos conceptos que ayudarán a comprender posteriormente la definición de Tiempo de vida de un pavimento:

- **Mantenimiento.**- el "Manual of Uniform Highway Accounting Procedures" de la AASHTO, define al mantenimiento de carreteras como el acto de preservarla, incluyendo todos sus elementos así como a las facilidades y servicios que ella presta, en una condición tan cercana como sea posible a su condición original de construcción, o a su condición subsecuente mejorada, para proporcionar un transporte seguro, conveniente y económico. Según esta definición, un mantenimiento puede ser preventivo o correctivo dependiendo si se toman las medidas correctivas antes o después de que hallan producido fallas puntuales en el pavimento que disminuyan la serviciabilidad de la carretera.

Según el MTC los trabajos de mantenimiento preventivo rutinarios son: el parchado con tratamiento superficial, reposición de firme, bacheo, limpieza general, riego, desarenado y limpieza de derrumbes.

- **Rehabilitación.**- comprende los trabajos que tienen por finalidad poner la carretera en condiciones de poder ser conservada con un mantenimiento rutinario llevado a cabo una o más veces al año. La rehabilitación viene a ser entonces un mantenimiento correctivo.

Según el MTC son trabajos de rehabilitación el sello, el lastrado, la reparación por erosión y la reconstrucción de puentes, alcantarillas, cunetas y colectores.

5.1.1.02.- PARAMETROS DE DISEÑO

Varios parámetros son los que deben ser conocidos para un nuevo diseño o reconstrucción de estructuras de pavimento con superficie revestidas de concreto asfáltico. (Ver Tabla N° 5.1.1.02.a), estos parámetros están divididos en cuatro principales categorías:

- 1.0.- Variables de diseño
- 2.0.- Criterio de Serviciabilidad
- 3.0.- Propiedades de los materiales, para diseño estructural
- 4.0.- Drenaje del pavimento

TABLA N° 5.1.1.02.a
PARÁMETROS PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS CON CONCRETO ASFÁLTICO
(TABLA 2.1, AASHTO, 1993)

DESCRIPCIÓN	PARAMETROS DE DISEÑO REQUERIDOS	
	OBLIGATORIOS	SUGERIDOS
VARIABLES DE DISEÑO		
- Período de performance	*	
- Período de análisis	*	
- Tráfico	*	
- Confiabilidad	*	
	*	
IMPACTO AMBIENTAL		
- Protuberancia de la cama de rodadura		*
- Retiro de heladas		*
CRITERIO DE SERVICIABILIDAD		
- Serviciabilidad	*	
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL		
- Modulo Resilente efectivo del suelo para terreno de fundación.	*	
- Caracterización de materiales para las capas de pavimento	*	
- Coeficientes de capa	*	
CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL PAVIMENTO		
- Drenaje	*	

1.0. - VARIABLES DE DISEÑO

Dentro de las variables de diseño están comprendidas el tiempo, tráfico, y la confiabilidad.

A.- TIEMPO

El diseño de una estructura de pavimento está basado en un período de análisis definido. Anteriormente era común usar el término vida de diseño, y un tiempo de 20 años era típico. Hoy los períodos de análisis recomendados son hasta 50 años, como se muestra en la siguiente tabla. Estos mayores períodos de análisis pueden ser alcanzados con operaciones de rehabilitación oportuna.

**TABLA N° 5.1.1.02.b
PERIODOS DE ANALISIS (SEGUN: NORMA AASHTO, 1993)**

CONDICION DE LA VIA	PERIODO DE ANALISIS
Alto volumen, urbano	30 – 50
Alto volumen, rural	20 – 50
Bajo volumen, pavimentado	15 – 25
Bajo volumen, superficie afirmada	10 – 20

El tiempo entre la construcción inicial y la primera rehabilitación, y el tiempo entre rehabilitaciones es conocido como período de performance (Performance Period). El período de performance asumido en un diseño, por supuesto, será una función del mantenimiento aplicado a la estructura del pavimento y al tráfico actual.

Desde el punto de vista práctico un período de performance mínimo es lo más deseable. Y un período de performance máximo tal vez sea requerido a través de una gradual pérdida de serviciabilidad, mediante otros factores de rutina, cabe mencionar que el concepto de periodos entre rehabilitaciones mínimos y máximos es un valor que cada diseñador puede definir de acuerdo a su criterio.

B.- TRAFICO

Un diseño de pavimento está basado en un equivalente de cargas de ejes simples de 18,000 libras acumulativo durante el período de análisis (EAL). Si el período de análisis es igual al período de performance, el total de 18,000 libras es necesario.

C.- CONFIABILIDAD

Es un medio de incorporar algún grado de certeza dentro del proceso de diseño del pavimento, este fue definido por Kher y Darter (1973) como sigue:

“Confiabilidad es la probabilidad de que un pavimento pueda resistir aplicaciones de carga hasta lograr alcanzar un nivel de serviciabilidad mínimo especificado y que no sea excedido por el número de aplicaciones de cargas proyectadas al pavimento”.

La Confiabilidad es incorporada en la norma AASHTO como un factor separado de diseño. Por consiguiente un diseñador debe usar su mejor estimación para cada parámetro y no valores muy conservadores. El factor confiabilidad es una función de la variabilidad del suelo de fundación, tráfico y clima. El factor de confiabilidad de diseño es usado como un medio de compensación para incertidumbres en estimaciones de tráfico de carga y variación en la resistencia del suelo cuando se diseña un pavimento.

Existe un factor utilizado en el cálculo estructural del pavimento y es la desviación normal estandar Z_R para un correspondiente valor de confiabilidad, las cuales poseen valores negativos para una confiabilidad mayor que 50% y valores positivos para una confiabilidad menor del 50%.

Los valores negativos más grandes de Z_R indican una necesidad de mayor confiabilidad en el diseño. La necesidad de mayor confiabilidad se incrementa cuando las condiciones indiquen una dificultad para proporcionar mantenimiento a la vía de la carretera. En la Tabla 5.1.1.02.c se muestran los valores de los respectivos valores de Z_R para cierto grado de confiabilidad.

Tabla 5.1.1.02.c

R (%)	50	60	70	75	80	85	90	91	92
Z _R	-0.000	-0.253	-0.524	-0.674	-0.841	-1.037	-1.282	-1.340	-1.405

R (%)	93	94	95	96	97	98	99	99.9	99.99
Z _R	-1.476	-1.555	-1.645	-1.751	-1.881	-2.054	-2.327	-3.090	-3.750

2.0. - CRITERIO DE SERVICIABILIDAD

El buen funcionamiento, así como la falla de un pavimento está definido en el procedimiento de diseño AASHTO basado en la serviciabilidad. Un índice de serviciabilidad presente (PSI) es usado en la ecuación de diseño para pavimentos asfálticos. El valor PSI nació de un estudio aplicado a un pavimento en sus condiciones actuales. Este estudio usó una variedad de vehículos comerciales y privados en las ciudades de Illinois, Minnesota, e Indiana. Un sistema numérico entre 1 y 5, y una opinión de aceptabilidad (escoger entre aceptable, no aceptable o indeciso) fue usada para definir una serviciabilidad actual (PSR, Present Serviciability Rating) para cada sección de pavimento. Una conclusión de este estudio fue que un PSR de 2.5 representaba la condición crítica probable de un pavimento que requiere rehabilitación en un futuro cercano y un valor de 1.5 representa la falla del pavimento. Luego de complementar el concepto de serviciabilidad actual con otras investigaciones, se confeccionó una data estadística para evaluar y desarrollar el PSI, el mismo que está en una escala de 1 a 5, similar y muy aproximado al valor de PSR.

Los valores de PSI mencionados anteriormente están basados en la pérdida de serviciabilidad de las carreteras debido al tráfico. Sin embargo, el medio ambiente también puede causar una pérdida de serviciabilidad en la carretera. Las condiciones ambientales que originan variaciones en la humedad provocan cambios de volumen en aquellos suelos del terreno de fundación susceptibles a este fenómeno (suelos expansivos), consecuentemente se da una pérdida de serviciabilidad de la vía; asimismo para climas donde la acción de las heladas

(congelamiento) está presente, puede ocasionar expansiones en aquellos suelos susceptibles a cambios de temperatura, luego la superficie de la carretera está sujeta a continuas deformaciones que desencadenan una falla prematura del pavimento.

Los suelos que poseen un alto potencial para cambiar de volumen debido a variaciones de humedad, están expuestos a expansiones y al levantamiento por congelamiento. Estos suelos generalmente tienen un índice de plasticidad (IP según ASTM D 4318) mayores a 40.

En síntesis estos tipos de suelos en combinación con las condiciones de humedad variante y/o los cambios significativos de temperatura del ambiente (parte alta de la sierra peruana, con cotas mayores a los 2,000 m.s.n.m.) pueden ocasionar una pérdida de serviciabilidad en la carretera.

El efecto del levantamiento por congelamiento o expansiones debido a cambios en la humedad de los suelos de fundación, ocasionan una pérdida en la serviciabilidad durante el periodo de diseño, la cual tiene que ser considerada en adición a la pérdida de serviciabilidad originada por el tráfico.

3.0.- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

A.- TERRENO DE FUNDACION

El Módulo Resiliente Efectivo del Terreno de fundación, según la norma AASHTO de 1993 se define como sigue:

“Es la propiedad que representa la resistencia de un suelo, usada para describir el suelo que servirá como terreno de fundación y sobre el cual se emplazará la estructura de un pavimento. El módulo resiliente es una medida de la propiedad elástica del suelo que reconoce en cierto modo características no lineales”

El valor efectivo del modulo resiliente considera variaciones ambientales (saturación, sequedad, helada, etc). El valor efectivo es un promedio,

considerando para cada valor una variación según la época del año; por lo tanto este valor no es un mínimo o un valor conservador. El modulo resiliente puede ser medido con una prueba de laboratorio o tal vez determinado por correlaciones establecidas con otras pruebas como el CBR.

B.- REVESTIMIENTO ASFALTICO

El parámetro que mide o cuantifica el grado de resistencia del revestimiento asfáltico es su módulo elástico, el cual debería estar determinado con pruebas de laboratorio o por medio de correlaciones con otras pruebas (Estabilidad Marshall). Otra opción para medir estructuralmente al revestimiento es el coeficiente de capa del revestimiento de concreto asfáltico derivado de pruebas hechas a pavimentos puestos en funcionamiento o dichas secciones podrían ser directamente usadas en un diseño. En síntesis en un diseño nuevo de un pavimento se usa un coeficiente de capa, el cual varía en función del módulo elástico.

C.- CAPAS GRANULARES

Al igual que el suelo de terreno de fundación las capas granulares de base (firme) y sub-base (cimienta), también poseen valores específicos de Módulos de Resiliencia, sin embargo debido a la complejidad de determinar sus valores mediante pruebas de laboratorio, se han definido los coeficientes de capa estructural, los cuales son usados para convertir empíricamente espesores de capa en números estructurales.

4.0.- DRENAJE DEL PAVIMENTO

El drenaje del pavimento está directamente incorporado dentro de la norma AASHTO de diseño de 1993 por medio de los coeficientes de drenaje de las capas de firme y cimienta. Estos modifican los números estructurales parciales para considerar la calidad de drenaje (para rangos de muy pobres a excelentes) y para periodos de tiempo donde los pavimentos están próximos a la saturación (para rangos: desde, menores a 1% hasta mayores a 25%). Los factores modifican los coeficientes de capa para drenajes de 0.40 a 1.40.

La ecuación de diseño para el cálculo de espesores del pavimento es la siguiente:

$$SN = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 \times m_2 + a_3 \times D_3 \times m_3$$

Donde:

SN: Número estructural del pavimento

a1, a2, a3: Coeficientes de capa, para las capas del pavimento

m2, m3: Coeficientes de drenaje, para las capas de cimient y firme

D1, D2, D3: Espesores de las capas del revestimiento, cimient y firme.

5.1.1.03.- PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO SEGÚN AASHTO, 1993

A continuación se describe el procedimiento de diseño AASHTO para pavimentos asfálticos, tanto para pavimentos convencionales como para pavimentos reforzados con geomallas. Cabe mencionar que la metodología de diseño escogida, para pavimentos reforzados, es un procedimiento desarrollado por la empresa The Tensor Corporation de los Estados Unidos, la cual está dedicada a la investigación de las bondades que ofrecen los geosintéticos y las geomallas como un caso específico de ellos, en su aplicación de refuerzo de pavimentos. Pocas empresas dedicadas a la investigación de las geomallas realizan pruebas a escala natural, es decir ensayos utilizando secciones establecidas de pavimentos; esto es mas visto en países de Europa, así un ejemplo citado es la Empresa Tenax de Italia que ha desarrollado pruebas a escala natural conjuntamente con la Universidad de Milan; bajo la dirección de Andrea Cancelli en 1996 y Filippo Montaneli en 1997. Al igual que las pruebas llevadas a cabo por Tensor Corporation, las investigaciones se efectuaron para secciones de pavimento reforzado y sin refuerzo, observando como influyen las variables de resistencia del suelo de fundación, espesor del pavimento, tipo de geomalla y número de ejes equivalentes EAL.

A.- DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS CONVENCIONALES

1. - Definición del tiempo en un diseño de pavimento

1.a. - Periodo de Diseño

El periodo de diseño es el tiempo que el pavimento estratégicamente tiene que funcionar. El periodo de análisis es análogo a la vida de diseño, un término "antiguo" usado por diseñadores de pavimentos.

Comúnmente los pavimentos son diseñados para un periodo de 20 años. Sin embargo se recomienda periodos de análisis más largos, los cuales deben estar adaptados a una evaluación de alternativas o estrategias de periodos largos basados en el costo del ciclo de vida, técnicas de mantenimiento y rehabilitación.

1.b. - Periodo de Performance

Es el periodo de tiempo en el cual la estructura de pavimento inicial debería funcionar previo a una primera rehabilitación.

El periodo de performance mínimo es el periodo de tiempo más corto, que una plataforma de pavimento dada debe conservarse. El periodo de performance máximo es el mayor periodo acumulado práctico que los usuarios esperan que un pavimento inicial dure sin rehabilitación. Sin embargo, cabe señalar que este periodo de performance está basado principalmente en la experiencia local o a la práctica que se tenga en un lugar específico. La selección de periodos de tiempo muy largos tal vez lleven a un diseño no real o mal predecidos.

2. - Determinación del Tráfico

Consiste en definir el número de aplicaciones de carga equivalentes a un eje simple de 18,000 lbs ; durante el periodo de análisis o diseño.

El diseño del pavimento está basado en un acumulativo esperado de 18,000 lbs equivalentes de cargas axiales (EAL) durante el periodo de análisis. El tráfico total sólo necesita ser definido para casos donde el periodo de performance es igual al

periodo de análisis, y si el periodo de performance es menor que el período de diseño se tendrá que fijar un tiempo estimado para ejecutar una rehabilitación.

Existen varios métodos para la estimación de tráfico pero todos ellos están basados en la determinación del número de aplicaciones de cargas equivalente a un eje simple de 18,000 lb (80 KN), durante todo el periodo de diseño. A continuación se presenta la relación empleada para el cálculo del EAL de diseño:

$$EAL = 365/2 \times (IMDom \times FDom + IMD2e \times FD2e + IMD3e \times FD3e + IMDt \times FDt) \times \frac{((1+r)^n - 1)}{r}$$

Donde:

- IMDom, 2e, 3e, t: Índice Medio Diario para omnibuses, camiones de 2 ejes, camiones de 3 ejes, trailer y semitrailer
- n : periodo de diseño
- r : tasa de crecimiento anual de los vehículos, esta puede ser diferente para cada tipo de vehículo, entonces la expresión para el cálculo del EAL se calcularía como la suma de los valores parciales de EAL por tipo de vehículo. En la Tabla N° 5.1.1.03.a se muestran los valores del factor de crecimiento.
- FDom, 2e, 3e, t: Factores Destructivos para omnibuses, camiones de 2 ejes, camiones de 3 ejes, trailer y semitrailer

En los países que se han llevado a cabo estudios experimentales del efecto destructivo de las distintas cargas, se han obtenido ecuaciones crecientes, de relación exponencial del orden de 3.5 a 4.5 entre la carga real y la del eje de referencia adoptado. Estas experiencias ampliamente difundidas dan lugar a establecer factores de equivalencia de carga, tanto para eje simple como tandem, que permiten cuantificar el tremendo efecto destructivo de los vehículos mas

pesados, así como la importancia de conocer el espectro real de las cargas para poder evaluar la performance de los pavimentos. Comúnmente se adopta como eje estandar o de referencia un eje simple de 8.2 TN (18,000 lb) determinándose los factores de equivalencia o destructivos siguiendo la metodología AASHTO que tiene por criterio de comparación la valorización de la pérdida de serviciabilidad del pavimento por efecto de la carga.

**Tabla N° 5.1.1.03.a
FACTOR DE CRECIMIENTO**

PERIODO DE DISEÑO	RANGO ANUAL DE CRECIMIENTO, PORCENTAJE (r)							
AÑOS (n)	SIN CRECIMIENTO	2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.60	21.02	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.54
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.07	36.79	41.00	45.76	57.27
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

$$\text{Factor} = \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Donde: r=Tasa/100

Si el crecimiento anual es cero: Factor de Crecimiento = Periodo de Diseño

Los ejes equivalentes se calculan para cada intervalo de carga con las ecuaciones:

$$FD = (Pi/8.2)^{4.5} \text{ para ejes simples}$$

$$FD = (Pi/15.3)^{4.5} \text{ para ejes tandem}$$

Donde:

Pi: Carga en Toneladas

Estas expresiones corresponden a un número estructural promedio, SN = 3 y a un nivel de serviciabilidad terminal del pavimento correspondiente a Pt = 2.

Se incluye además una equivalencia para ejes Tridem, no considerados en las pruebas AASHTO, deducidas analíticamente, basándose en el cálculo elástico (CONREVIAl) y se expresa en la siguiente ecuación:

$$FD = (Pi/22.95)^{4.22} \text{ para ejes tridem}$$

Donde:

Pi es la carga promedio en toneladas para un determinado tipo de eje, obtenido del censo de cargas en el estudio de tráfico.

3. - Selección del Nivel de Confiabilidad

El nivel de confiabilidad provee un significado de incorporar algún grado de exactitud dentro de un diseño. La confiabilidad considera principalmente variaciones en el tráfico, y provee un nivel de seguridad que el pavimento existirá durante el periodo de diseño.

Existen dos pasos para definir el grado de confiabilidad en un diseño los cuales son: primero definir una clasificación funcional y si la carretera es urbana o rural, segundo, seleccionar un factor de confiabilidad de acuerdo a la siguiente Tabla 5.1.1.03.b, donde se sugieren diferentes niveles:

Tabla 5.1.1.03.b

Niveles Sugeridos de Confiabilidad para varias Clasificaciones funcionales

(Tabla 2.2, AASHTO, 1993)

CLASIFICACION FUNCIONAL	NIVEL RECOMENDADO DE CONFIABILIDAD	
	VIA URBANA	VIA RURAL
Interestatal y Otras vías libres	85 – 99.9	80 – 99.9
Arterias Principales	80 – 90	75 - 95
Colectores	80 – 95	75 - 95
Local	50 – 80	50 - 80

4. - Seleccionar una desviación estándar (S_o) que es representativa de las condiciones locales.

Esta desviación estándar debe ser representativa de las condiciones locales. Un total de desviación estándar de 0.45 para pavimentos flexibles fue desarrollado en la antigua norma AASHTO Road Test.

Usualmente se toman valores de 0.44 a 0.49 para pavimentos flexibles.

5. - Criterio de Serviciabilidad.

Definir los Efectos Ambientales de acuerdo a la zona. Además en el caso puntual donde los efectos de las heladas y expansiones del terreno se pudieran dar se debe predecir, como estos factores climáticos afectan la pérdida de serviciabilidad del pavimento a través del tiempo.

Se debe cuantificar el índice inicial de serviciabilidad " p_o " y el índice final de serviciabilidad, " p_t ".

Los rangos de serviciabilidad van de 5 (Pavimento Perfecto) a 0 (Pavimento deteriorado totalmente).

Un índice de serviciabilidad inicial de 4.2 fue observado para pavimentos flexibles en la antigua AASHTO Road Test. Un índice final de 2.5 ó mayor es sugerido para diseños de excelentes carreteras, y 2.0 para carreteras con volúmenes de tráfico muy bajo.

6. - Propiedades de los materiales

La norma de diseño AASHTO de 1993 está basada en la definición del módulo resiliente de los materiales.

Cada capa componente del pavimento asfáltico es diseñada, basándose en el módulo resiliente subyacente. Por ejemplo el cálculo del número estructural (SN) requerido del revestimiento de concreto asfáltico es calculado por la introducción del módulo resiliente del firme granular o capa de firme, para variable M_r en la ecuación de diseño mostrada en el paso 8.

6.a. - Módulo Resiliente del material de Terreno de Fundación

Se tiene que definir un modulo resiliente efectivo del suelo de fundación, M_r . Este es equivalente al efecto combinado de todos los valores de módulos, durante un año, por tener una variación según la época o estación del año; es por eso que la norma AASHTO recomienda a los ingenieros la evaluación del promedio de valores de M_r para cada estación o mes del año; y usar un valor promedio favorable de M_r para el diseño de la carretera.

El ensayo para la determinación del módulo resiliente del terreno de fundación, (según AASHTO método de ensayo T 274) requiere de una variedad de equipos, para ensayar una muestra a un elemento triaxial, dicha muestra es expuesta a 200 repeticiones de una carga dada sobre un periodo de tiempo en menos de 10 minutos. Después de aproximadamente de 100 a 200 repeticiones de carga, el módulo (esfuerzo / deformación) llega a ser aproximadamente constante y como respuesta el suelo puede ser asumido como elástico. Este valor de esfuerzo es definido como el módulo elástico.

La propiedad física de resistencia que representa el módulo resiliente depende de las condiciones de humedad que posee el terreno, las cuales se deben simular en los ensayos de laboratorio para obtener valores que se ajusten a las condiciones reales de campo.

Además de las condiciones de humedad, el módulo resiliente también depende de la temperatura y del estado de esfuerzo del suelo. Por consiguiente, los valores de M_r varían entre las distintas estaciones del año y son dependientes de la

profundidad del suelo del terreno de fundación debajo de la superficie del pavimento.

El ensayo para la determinación del Mr requiere de equipos costosos, sistemas computarizados y personal idóneo, y por consiguiente pocas empresas se ven en la posibilidad de llevar a cabo estos tipos de ensayos.

La norma AASHTO advierte que los valores del módulo resiliente del laboratorio pueden ser significativamente diferentes que los valores observados in-situ. Como resultado, AASHTO sugiere que estos valores pueden obtenerse preferentemente del ensayo de caminos o secciones transversales experimentales.

Por las razones expuestas el diseño de una carretera de pavimento asfáltico es usualmente logrado a través del uso de correlaciones de aproximación entre el CBR y Mr del suelo del terreno de fundación.

Para la estimación del modulo resiliente del material de fundación se usan las siguientes relaciones empíricas entre el CBR y su módulo resiliente, desarrolladas por diferentes investigadores, se muestran en la Tabla N° 5.1.1.03.c, adoptándose el criterio conservador de elegir la que dé el menor Mr..

TABLA N° 5.1.1.03.c
CORRELACIONES ENTRE EL MODULO RESILIENTE Y CALIFORNIA
BEARING RATIO (CBR) DEL TERRENO DE FUNDACION

EXPRESIÓN (EN Mpa)	REFERENCIA
$M_r=10 \text{ CBR}$	Método de diseño SHELL (Heukelomp y Foster, 1960)
$M_r=38 \text{ CBR}^{0.711}$	U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (Green y Hall, 1975)
$M_r=21 \text{ CBR}^{0.65}$	South Africa Council on Scientific and Industrial Research (CSIR)
$M_r=10.36 \text{ CBR}$, Para $\text{CBR}<10\%$ $M_r=18 \text{ CBR}^{0.64}$	Transportation and Road Research Laboratory (TRRL) (Lister, 1987)
$M_r=B \cdot \text{CBR}$ $B=10.3$ para $\text{CBR}<10\%$ $5.25<B<21$	AASHTO Design Guide (1993)
$M_r(\text{psi})=1,500 \text{ CBR}$ Para $\text{CBR}<7.2\%$; y $M_r(\text{psi})=3,000 \text{ CBR}^{0.65}$ Para: $7.2<\text{CBR}<20\%$, En suelos finos; y $M_r(\text{psi})=4,326 \ln \text{ CBR}+241$ Para suelos granulares	Marylin Corros y Augusto Jugo Metodología para la Estimación de la capacidad de soporte de la Subrasante de Pavimentos Flexibles basada en ensayos no destructivos. 10° Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto. Sevilla. 1-6 Nov. 1999.
$M_r=17.6 \text{ CBR}^{0.64}$ Para: $2<\text{CBR}<12$; y $M_r=22.1 \text{ CBR}^{0.55}$ Para: $12<\text{CBR}<80$	De uso común en Chile (Thenoux G. y Gaete R. Análisis Mecánica de Estructuras de Pavimentos Utilizadas en Chile, Diseñadas por el Método AASHTO-93. 10° 9Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto. Sevilla 1-6 de Nov. 1999)

6.b. - Materiales de las capas del Pavimento

La norma AASHTO de 1993 está basada en la definición del modulo resiliente de los materiales; sin embargo se usa tradicionalmente los coeficientes de capa.

Aunque los materiales del pavimento están tipificados según su modulo resiliente, los coeficientes de capa tienen que estar definidos para usar el número estructural de diseño.

La definición del módulo resiliente de los materiales para las capas granulares es similar al de los suelos del terreno de fundación y tiene que cumplir el mismo procedimiento AASHTO T 274 para ensayos de suelos sin ligante. El módulo

resilente del agregado también depende de las condiciones ambientales como son la humedad, temperatura y condiciones de esfuerzo.

Los coeficientes de capa para el revestimiento de concreto asfáltico pueden ser estimados con el módulo elástico definido en el laboratorio, con la carta presentada en la Figura 5.1.1.03.a. Así mismos los coeficientes de firme para firmes sin ligante pueden ser determinados según la Figura 5.1.1.03.b, en donde se relaciona el coeficiente estructural con algún parámetro de resistencia del material; también se observa la correlación existente entre el CBR y el módulo resiliente. Si el material utilizado es tratado con algún tipo de ligante como el cemento o el asfalto sus coeficientes estructurales se pueden estimar haciendo uso de las Figuras 5.1.1.03.c y 5.1.1.03.d respectivamente.

De igual manera en la Figura 5.1.1.03.e se presentan los coeficientes de capa relacionados con algún parámetro de esfuerzo y la correlación entre el CBR y el módulo resiliente para materiales de cimiento o sub-base sin ligante.

El coeficiente de capa es una medida de la resistencia relativa de un material con una función estructural específica en un pavimento. El coeficiente de capa representa la relación empírica entre el numero estructural SN, y el espesor de capa, D.

7. - Efectos de drenaje

Cuantificar el drenaje de la capa de firme o cimiento a través del factor de modificación, m. Se recomienda los valores presentados en la siguiente tabla.

Tabla 5.1.1.03.d
(De la Tabla 2:4, AASHTO, 1993)

CALIDAD DE DRENAJE	TEMPO DE EVACUACIÓN DEL AGUA ¹	PORCENTAJE DE TIEMPO (EN EL AÑO) QUE EL PAVIMENTO ESTA EXPUESTO A NIVELES DE DRENAJE QUE SE APROXIMAN A LA SATURACION			
		MENOR QUE 1%	1 – 5%	5 – 25%	MAYORES QUE 25%
EXCELENTE	2 Horas	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
BUENO	1 día	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
ACEPTABLE	1 Semana	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.80
POBRE	1 Mes	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
MUY POBRE	-	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

Nota: El agua es removida en un cierto período de tiempo

Figura 5.1.1.03.a

GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE CAPA DE LA CARPETA ASFALTICA BASADO EN EL MODULO ELASTICO (Van Til et al., 1972)

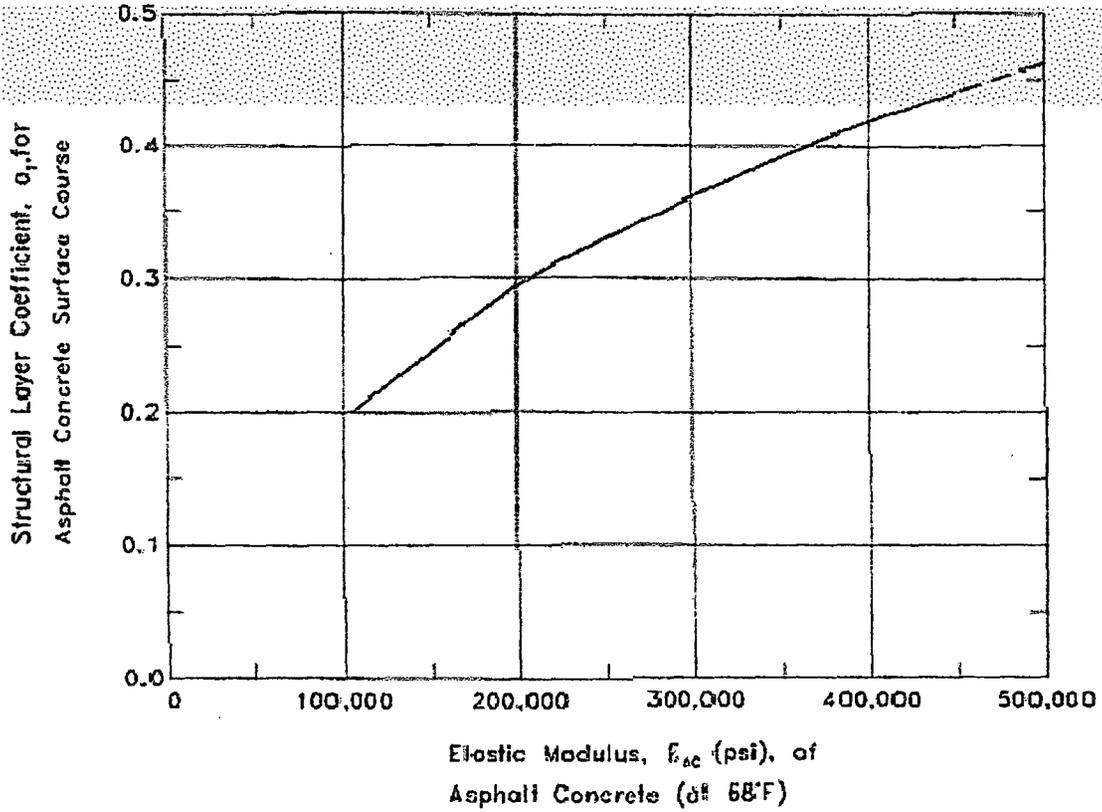
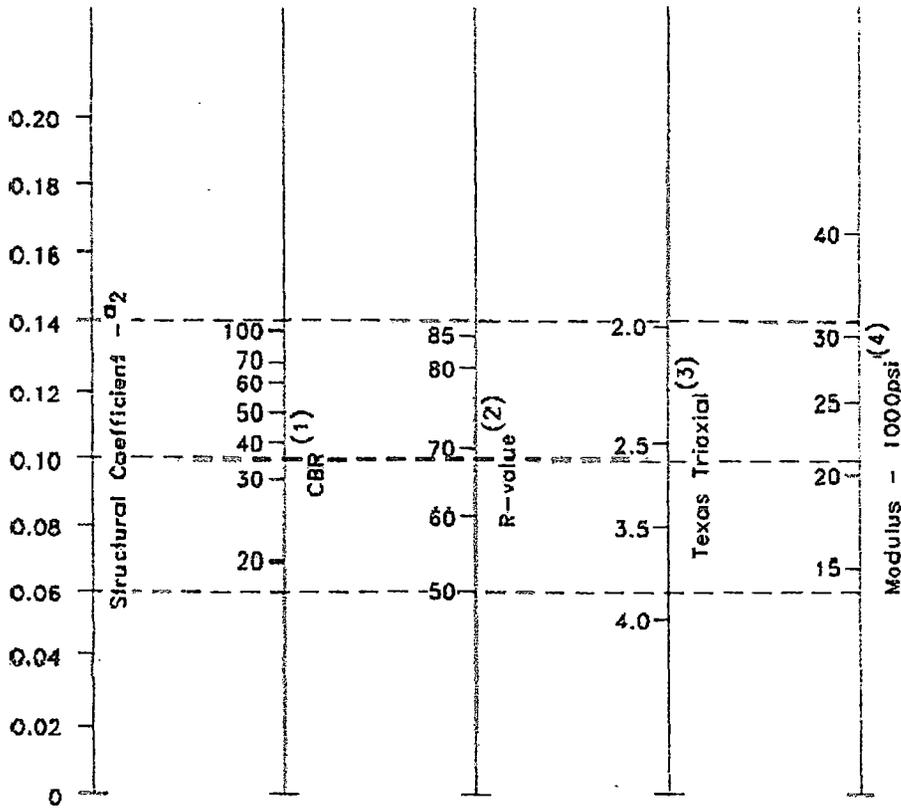


Figura 5.1.1.03.b

VARIACION DE LOS COEFICIENTES DE CAPA DEL FIRME (a2) CON DIFERENTES PARAMETROS DE ESFUERZO (Van Til et al., 1972)

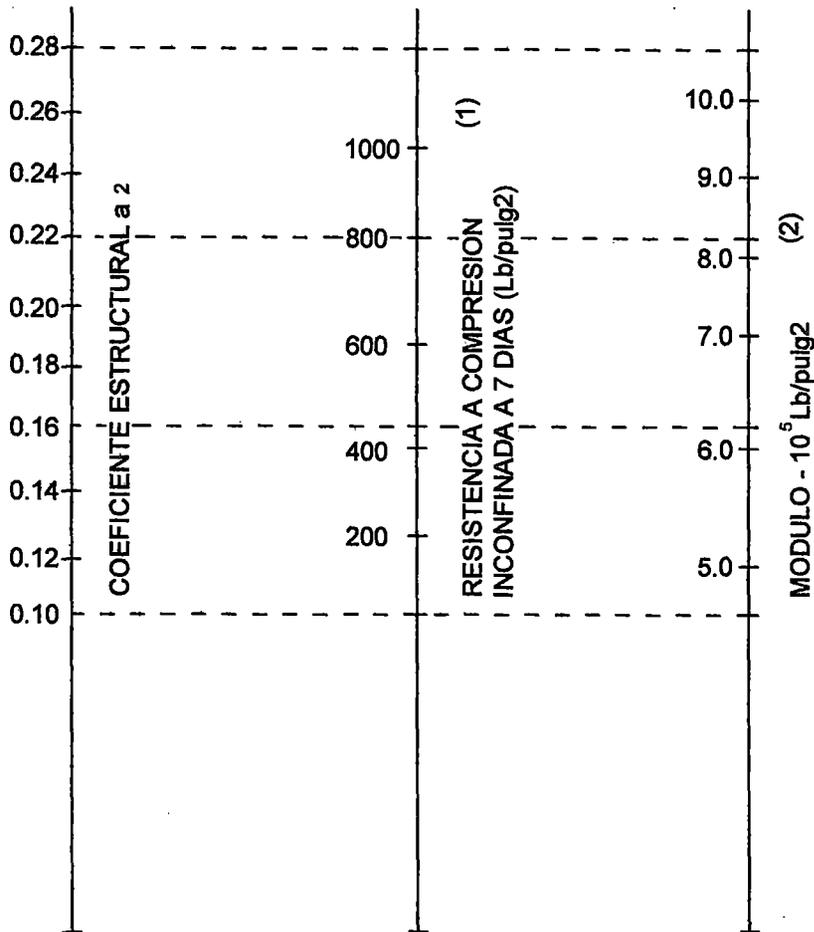


- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from Illinois.
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California, New Mexico and Wyoming.
- (3) Scale derived by averaging correlations obtained from Texas.
- (4) Scale derived on NCHRP Report 128.

TESIS: OPTIMIZACION DE COSTOS EN CARRETERAS APLICANDO EL SISTEMA DE REFUERZO CON GEOMALLAS

Figura 5.1.1.03.c

VARIACION DE a_2 EN FIRMES TRATADOS CON CEMENTO PARA DIFERENTES PARAMETROS DE RESISTENCIA



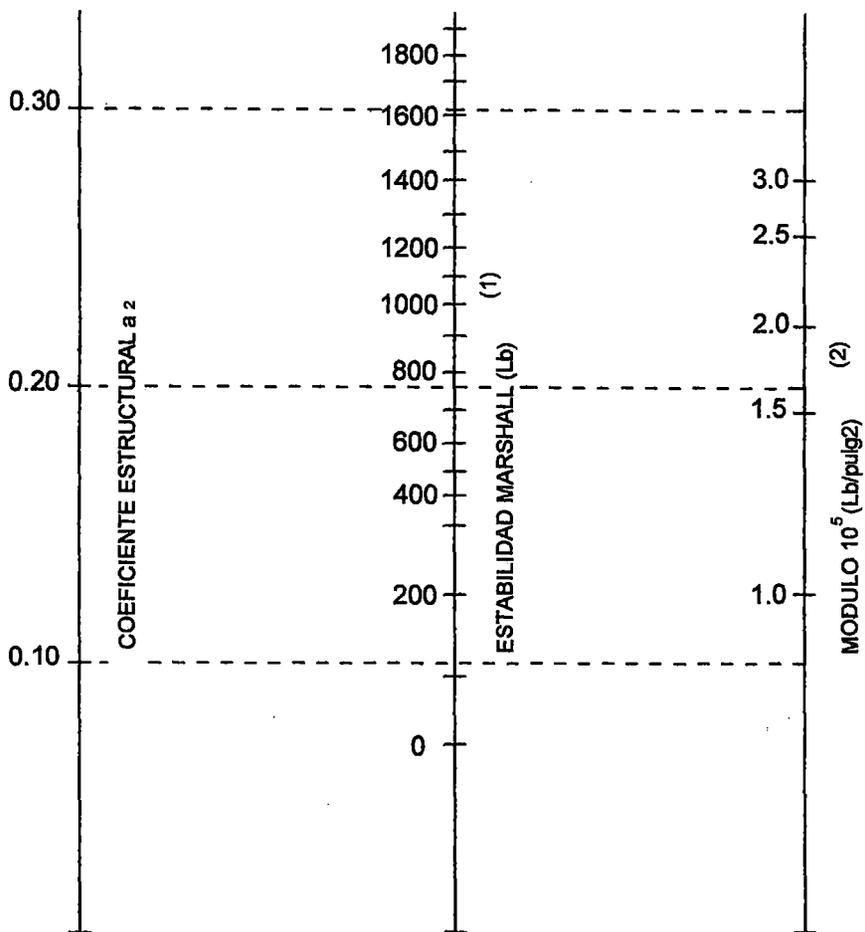
(1) Escala Derivada mediante correlaciones obtenidas en Illinois, Louisiana y Texa (EEUU)

(2) Escala Derivada del Proyecto NCHRP 3

TESIS: OPTIMIZACION DE COSTOS EN CARRETERAS APLICANDO EL SISTEMA DE REFUERZO CON GEOMALLAS

Figura 5.1.1.03.d

VARIACION DE a_2 EN FIRMES TRATADAS CON ASFALTO PARA DIFERENTES PARAMETROS DE RESISTENCIA

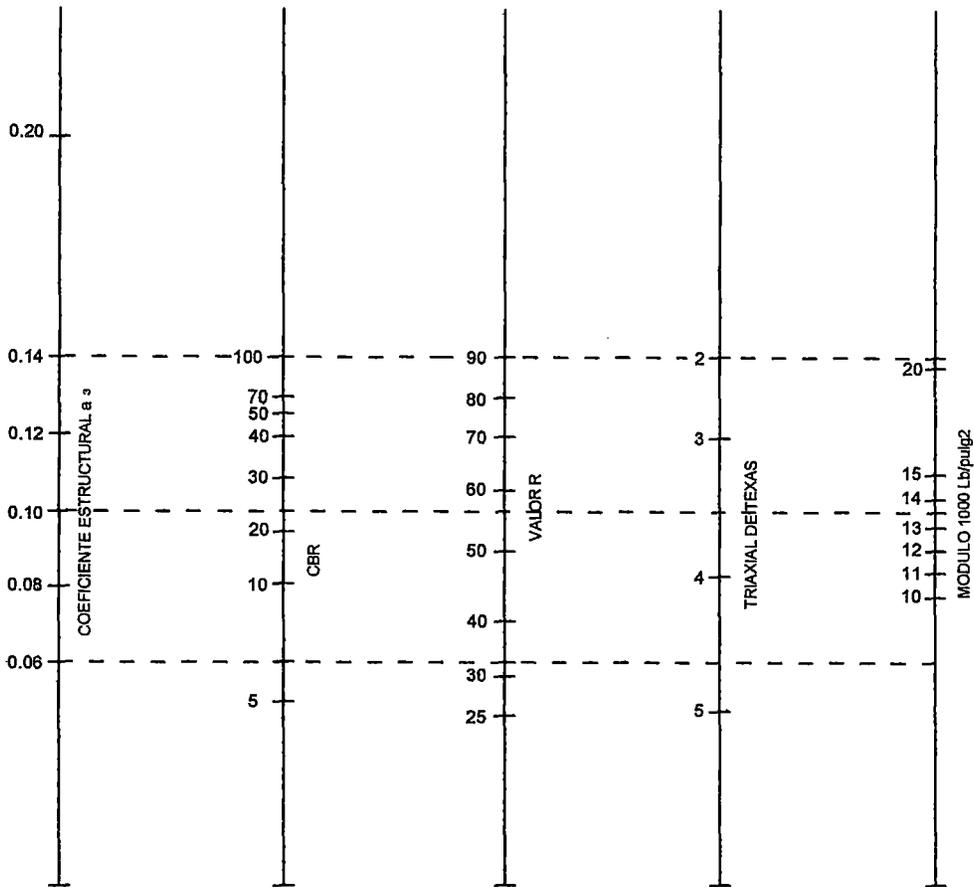


(1) Escala Derivada mediante correlaciones obtenidas en Illinois (EEUU)

(2) Escala Derivada del Proyecto NCHRP 3

Figura 5.1.1.03.e

VARIACION DEL COEFICIENTE a_3 CON DIFERENTES PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL CIMIENTO O SUB-BASE



(1) Escala Derivada mediante correlaciones obtenidas en Illinois (EEUU)

(2) Escala Derivada mediante correlaciones obtenidas del Instituto del asfalto, California, New Mexico y Wyoming (EEUU)

(3) Escala Derivada mediante correlaciones obtenidas en Texas (EEUU)

(4) Escala Derivada del Proyecto NCHRP 3

8. - Determinar el número estructural para un pavimento haciendo uso del nomograma o la ecuación de solución, los cuales se muestran en la Figura 5.1.1.03.f, para determinar el numero estructural de diseño (SN).

Una vez establecido los siguientes valores, será posible calcular el número estructural:

- Tráfico estimado, EAL o W18; para el periodo de diseño
- Confiabilidad, R; el cual será un valor promedio
- Desviación Standard global, So
- Modulo resiliente efectivo del material de terreno de fundación, Mr
- Pérdida de serviciabilidad del diseño, PSI (PSI=pt-po)
- Desviación Normal Standard, correspondiente a R, Z_R

La ecuación de solución es la siguiente:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R(So) + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}(PSI/(4.2-1.5)) + 2.32 \times \log_{10}(Mr) - 8.07}{0.40 + 1094/(SN+1)^{5.19}}$$

9. - Capas de Diseño

El número estructural del pavimento por encima del terreno de fundación fue calculado en el paso anterior, luego se calcula los números estructurales de las capas conformantes del pavimento. En este proceso de cálculo se tendrán diferentes soluciones que nos darán el mismo numero estructural, luego el diseñador tendrá que elegir de acuerdo a su criterio la solución más conveniente.

El número estructural para una estructura de pavimento inicial está convertido en espesores de revestimiento, firme y cimiento con la siguiente ecuación:

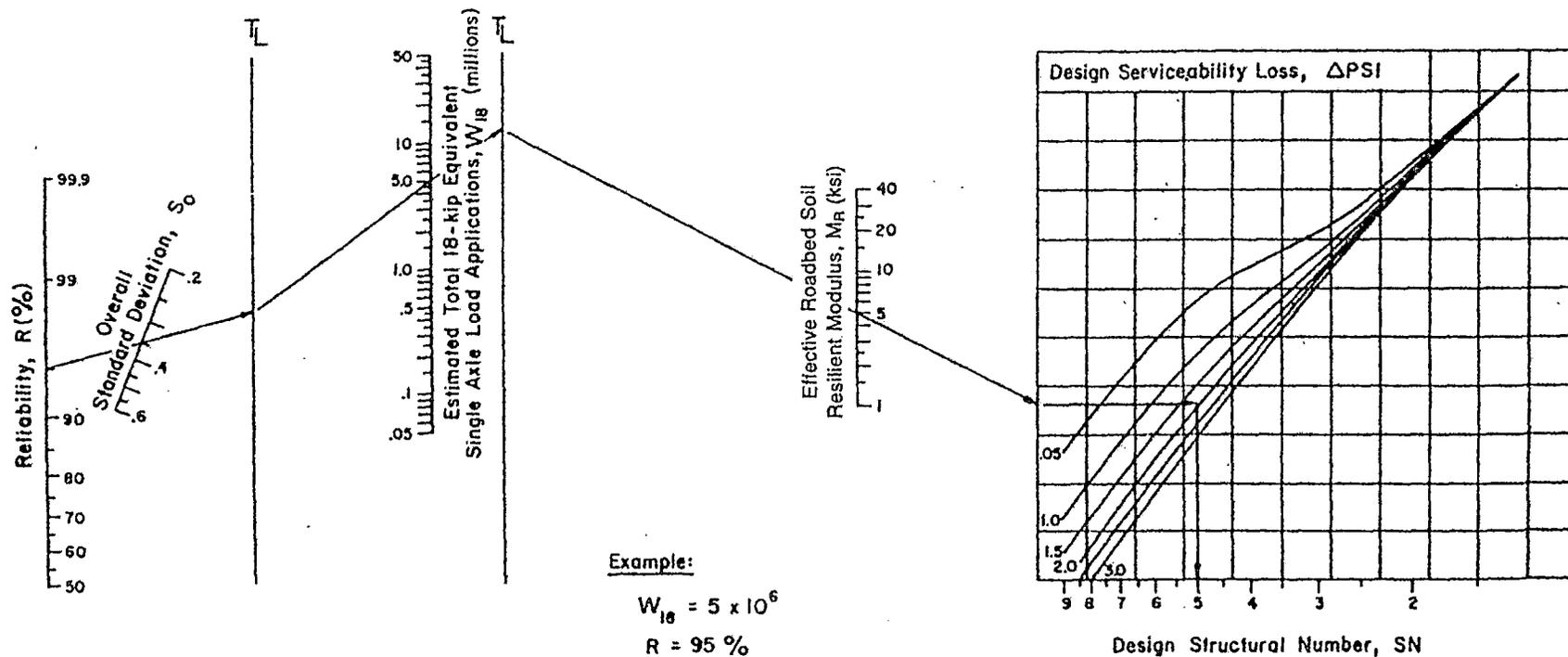
$$SN = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 \times m_2 + a_3 \times D_3 \times m_3$$

Hay varias combinaciones de espesores de capa que pueden proveer una solución satisfactoria para esta ecuación.

TESIS: OPTIMIZACION DE COSTOS EN CARRETERAS APLICANDO EL SISTEMA DE REFUERZO CON GEOMALLAS

NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} \frac{W}{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta \text{ PSI}}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$



Example:

$$W_{18} = 5 \times 10^6$$

$$R = 95 \%$$

$$S_o = 0.35$$

$$M_R = 5000 \text{ psi}$$

$$\Delta \text{ PSI} = 1.9$$

$$\text{Solution: } SN = 5.0$$

FIGURA 5.1.1.03f CARTA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS ASFALTICOS SEGUN AASHTO 1993

Sin embargo, los espesores prácticos de los materiales de pavimento deben ser especificados, y las capas deberían ser redondeados con una aproximación de ½". Los espesores prácticos mínimos de revestimiento asfáltico y firme (Según Sección 3.1.4, AASHTO – 1993) son como muestran la siguiente tabla:

Tabla 5.1.1.03.e

EAL	REVESTIMIENTO O CARPETA ASFÁLTICA Pulg.	FIRME O BASE Pulg.
< 50,000	1.0	4.0
50,000 – 150,000	2.0	4.0
150,001 – 500,000	2.5	4.0
500,001 – 2,000,000	3.0	6.0
2,000,001 – 7,000,000	3.5	6.0
> 7,000,000	4.0	6.0

B.- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES REFORZADOS CON GEOMALLAS

El procedimiento de diseño para pavimentos reforzados con geomallas, depende de la finalidad con la cual se refuerza el pavimento, existen cuatro razones por las cuales debe ser reforzado un pavimento: primero es un alargue del periodo de performance, segundo es una reducción en el espesor del pavimento, tercero es alcanzar tanto un alargue del periodo de performance como una reducción del espesor del pavimento y la cuarta es incrementar el nivel de confiabilidad de que el pavimento funcione como se ha proyectado durante todo el periodo de diseño.

En esta sección se describen los procedimientos de diseño para las tres primeras opciones que ofrece un pavimento reforzado, ya que la cuarta opción si bien es una alternativa de mejorar el funcionamiento del pavimento, pero que no muestra una seguridad en su eficacia, ya que depende de otros factores que se dan a través de la vida de servicio del pavimento.

1. - Alargue del Periodo de Performance

- Definir el valor de TBR (Traffic Benefit Ratio), para los siguientes datos:
 - Tipo de geomalla: la geomalla biaxial seleccionada deberá contar con valores definidos de TBR. (Ver sección 3.3.0.00, Capítulo III)
 - Espesor del firme: el rango preferente de espesor del firme varía desde 8" a 12". El espesor del firme será medido desde la parte inferior de la capa inmediatamente superior al firme (revestimiento, firme tratado con asfalto, etc), hasta donde se ubica la geomalla (generalmente en la parte inferior del firme).
 - Deformación superficial o Profundidad de Huella: dependiendo de los valores que se hayan registrados en las pruebas para un determinado tipo de geomalla, así como para un determinado tipo de suelo que conforme la capa de firme; se selecciona una profundidad de la huella máxima.

Con estos datos y haciendo uso de una de las Figuras N° 3.3.2.00, 3.3.3.00, 3.3.4.00 se obtiene el valor de TBR.

- Calcular el valor de tráfico para el caso de pavimento reforzado EALR, partiendo del tráfico original EAL.

$$EALR = EAL * TBR$$

- Definir el valor promedio del tráfico por año: EAL/año
- El nuevo periodo de performance estará dado por la siguiente expresión:

$$\text{Años antes de rehabilitación} = \frac{EALR}{EAL/año}$$

2. - Reducción del Espesor del Pavimento

- Definir el valor de TBR (Traffic Benefit Ratio), para los siguientes datos:
 - Tipo de geomalla
 - Espesor del firme (Partiendo inicialmente de un espesor preliminar de firme y una combinación con el resto de espesores)
 - Deformación superficial

Con estos datos y haciendo uso de una de las Figuras N° 3.3.2.00, 3.3.3.00, 3.3.4.00 se obtiene el valor de TBR.

- Calcular el número de ejes equivalentes para el periodo de diseño, para el caso del pavimento reforzado, mediante la siguiente expresión:

$$EALR = EAL / TBR$$

- Calcular el nuevo número estructural para el caso del pavimento reforzado, SNR, para el valor de EALR, usando la ecuación de diseño:

$$\log_{10}(W_{18R}) = Z_R(S_o) + 9.36 \times \log_{10}(SNR+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}(PSI/(4.2-1.5)) + 2.32 \times \log_{10}(Mr) - 8.07}{0.40 + 1094/(SNR+1)^{5.19}}$$

Donde: $W_{18R} = EALR$

Los valores para el resto de parámetros son los mismos a los fijados en el diseño del pavimento convencional o sin refuerzo.

- Seleccionar la mejor combinación de espesores para el nuevo número estructural, que satisfaga la ecuación:

$$SNR = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 \times m_2 + a_3 \times D_3 \times m_3$$

3.- Alargue del Periodo de Performance y Reducción del Espesor del Pavimento

- Definir el valor de TBR (Traffic Benefit Ratio), para los siguientes datos:

- Tipo de geomalla
- Espesor del firme (Partiendo inicialmente de un espesor preliminar de firme y una combinación con el resto de espesores)
- Deformación superficial

Con estos datos y haciendo uso de una de las Figuras N° 3.3.2.00, 3.3.3.00, 3.3.4.00 se obtiene el valor de TBR.

- Establecer una estructura de pavimento, que muestre una estructura de pavimento con menores espesores, cuidando que el espesor de firme tenga un valor promedio igual a 10", si se quiere obtener valores de TBR considerables.
- Determinar el número estructural para la estructura de pavimento establecida en el paso anterior, SN_R .
- Determinar el valor de EAL para el número estructural anterior (SN_R), y manteniendo los valores del resto de parámetros; se hace uso de la ecuación de solución AASHTO:

$$\log_{10} (W_{18}) = Z_R (S_o) + 9.36 \log_{10} (SN_R + 1) - 0.20 + \log_{10} \left(\frac{PSI}{(4.2 - 1.5)} \right) + 2.32 \times \log_{10} (Mr) - 8.07 - \frac{0.40 + 1094 / (SN_R + 1)^{5.19}}{}$$

$$W_{18} = EAL$$

$$EAL_R = EAL * TBR \text{ (EAL para } SN_R)$$

- El TBR remanente se calcula de la siguiente manera:

$$TBR \text{ remanente} = EAL_R / EAL_o$$

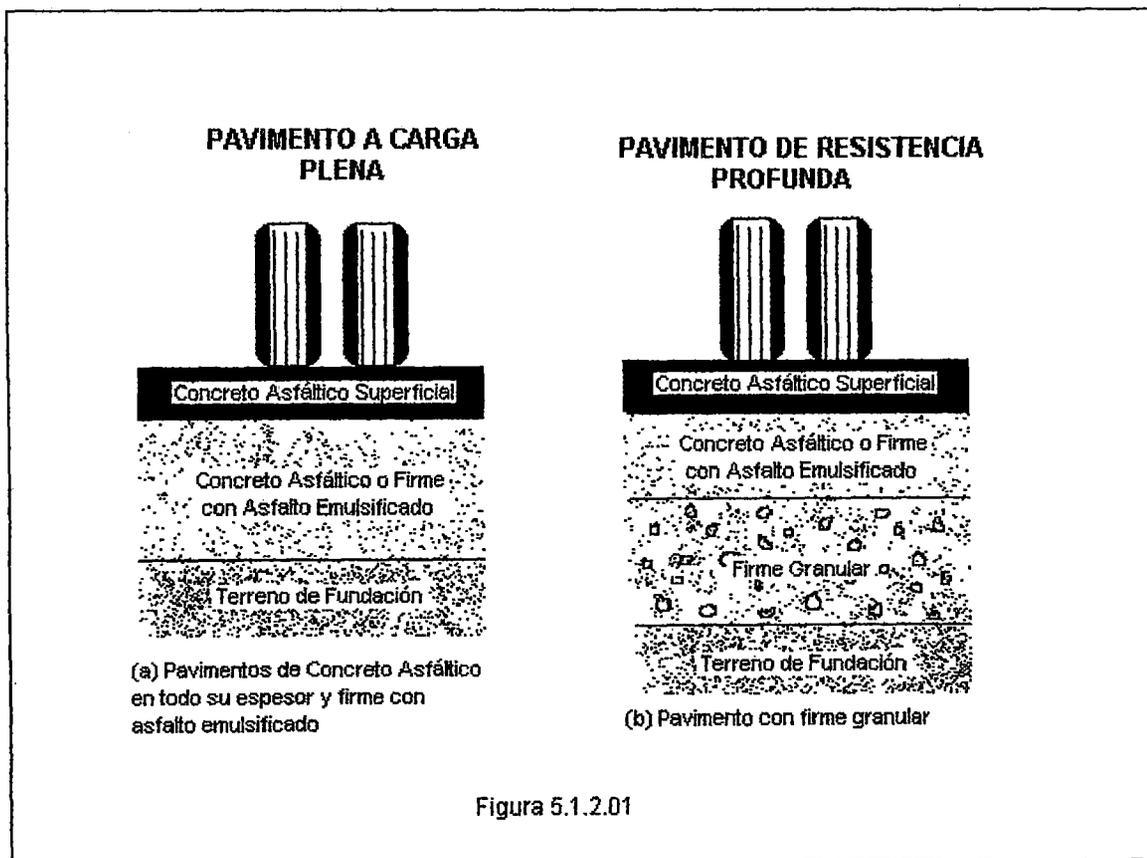
Donde:

EAL_o: Tráfico original para el caso del pavimento sin refuerzo

- El TBR remanente servirá para estimar en cuanto se incrementará el periodo de performance; por lo tanto se sigue el mismo procedimiento para el caso en el cual, el refuerzo sirve sólo para un alargue del periodo de performance.

5.1.2.00.- PARAMETROS Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SEGÚN EL INSTITUTO DEL ASFALTO, (MANUAL SERIES N° 1 (MS-1), 1991)

Este método puede ser usado para diseñar pavimentos asfálticos con varias combinaciones de mezclas asfálticas de superficie y firme; superficie de asfalto emulsificado (con tratamiento superficial) y firme; y con firmes y cimientos de agregados no tratados. La Figura 5.1.2.01 muestra esquemáticamente algunas secciones típicas de pavimentos.



- **PAVIMENTOS A CARGA PLENA.-** tambien llamado Full Depth o pavimento asfáltico en todo su espesor, es aquel pavimento cuya estructura es modelada como un sistema de dos capas, y en el cual las cargas vehiculares son transmitidas a la superficie del pavimento a través de la llanta como una presión vertical aproximadamente uniforme.
- **PAVIMENTO A RESISTENCIA PROFUNDA.-** también llamado Pavimento Asfáltico con Firme de Agregados no Tratados y Firme Tratado con Emulsión Asfáltica o Concreto Asfáltico, es aquel pavimento cuya estructura es modelada como un sistema de tres capas. Su modelamiento que considera capas desde menos a más resistentes empezando del terreno de fundación hace del pavimento una estructura más flexible, que reduce los esfuerzos transmitidos desde la superficie hasta un valor permisible en la superficie de subrasante. Generalmente este tipo de pavimentos es mas profundo o son de mayor espesor con relación al pavimento de carga plena.

5.1.2.01.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

El método desarrollado por el Instituto del Asfalto está basado en una diversidad de pruebas, en las cuales todos los materiales fueron caracterizados por un Módulo de Elasticidad o Módulo Dinámico, en el caso de las mezclas asfálticas o Módulo de Resiliencia en el caso de los suelos y los materiales granulares no tratados, y por un coeficiente de poisson.

A.- CONCRETO ASFÁLTICO

El Módulo Dinámico de las mezclas de concreto asfáltico depende en gran medida de la temperatura del pavimento. En el desarrollo de las curvas de diseño para este manual, se utilizó la relación módulo-temperatura y sus variaciones durante el año, se utilizaron tres distribuciones típicas de la temperatura promedio mensual del aire, que representan tres regiones climáticas típicas de los Estados Unidos de Norteamérica. Los valores apropiados de los módulos dinámicos fueron

seleccionados luego de un estudio exhaustivo de las relaciones módulo-temperatura y de las propiedades de los asfaltos.

B.- MEZCLAS DE ASFALTO EMULSIFICADO

Las mezclas de asfalto emulsificado incluidas en este manual están caracterizados por tres tipos de mezcla, dependiendo del tipo de agregado empleado:

Tipo I: Mezclas producidas con agregados procesados de gradación densa

Tipo II: Mezclas producidas con agregados semiprocesados

Tipo III: Mezclas producidas con arenas o arenas-limosas

Los valores del Módulo Dinámico fueron seleccionados para los tres tipos de mezcla luego de un exhaustivo estudio de datos.

El Módulo Dinámico es función del tiempo de curado, considerándose en la preparación de las cartas de diseño, un período de curado de 6 meses. Tiempos de curado de hasta 24 meses no influyen mayormente en los espesores mostrados en las cartas de diseño.

C.- MATERIALES GRANULARES NO TRATADOS

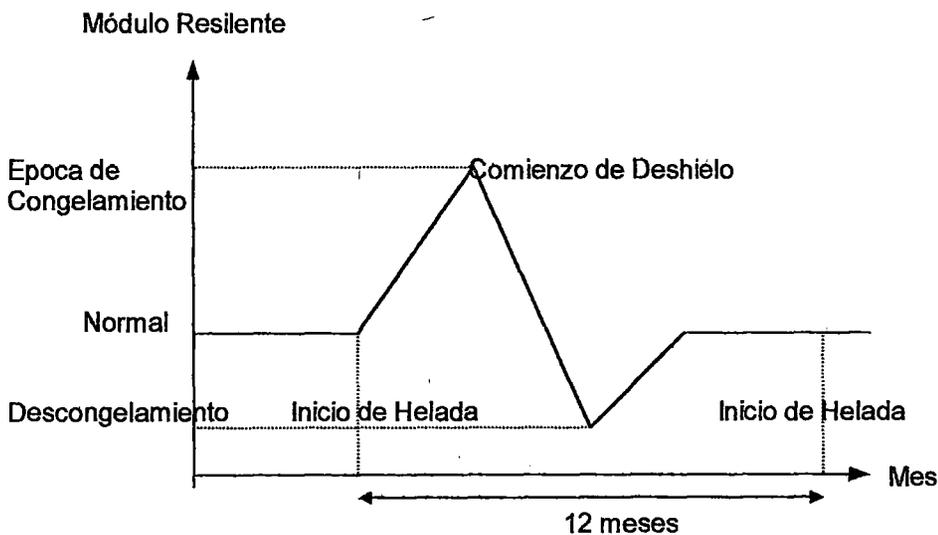
Los Módulos de resiliencia de los materiales granulares no tratados varían con las condiciones de esfuerzos en el pavimento. Los valores utilizados en el desarrollo de las cartas de diseño varían al menos entre 15,000 psi (103 Mpa) hasta más de 50,000 psi (345 Mpa).

5.1.2.02.- CONSIDERACIONES AMBIENTALES

Adicionalmente a los efectos de las variaciones mensuales de temperatura a lo largo del año, sobre los módulos dinámicos de las mezclas de concreto asfáltico y de asfalto emulsificado, las curvas de diseño también toman en consideración los

efectos de la temperatura sobre los módulos de resiliencia del terreno de fundación y de los materiales granulares del firme. En el caso del terreno de fundación, este se corrigió utilizando un módulo resiliente incrementado para representar la época de helada en el invierno y un módulo resiliente reducido para representar la época de descongelamiento. Esta variación se ilustra esquemáticamente en la Figura 5.1.2.02. La misma técnica se utilizó para representar los efectos ambientales en los firmes granulares.

Figura 5.1.2.02
VARIACIONES DEL MODULO RESILIENTE DEL TERRENO DE FUNDACIÓN
EN CONDICIONES DE HIELO Y DESHIELO



5.1.2.03.- CARTAS DE DISEÑO

Las cartas o ábacos de diseño se obtuvieron utilizando el programa de cómputo DAMA, el cual calcula los espesores del pavimento para las condiciones mas críticas de deformación.

En estas cartas se muestran los espesores mínimos para ciertos niveles de tráfico. En aquellos casos donde estos espesores mínimos no fueron obtenidos directamente de los cálculos con el programa DAMA, fueron seleccionados basados en la experiencia, incluyendo los caminos de Ensayo AASHO, otros estudios y ediciones anteriores de este manual.

Para el desarrollo de este procedimiento se seleccionaron tres grupos de condiciones ambientales representativas del rango de condiciones para las que debiera aplicarse el manual; Ver Tabla 5.1.2.03.

Tabla 5.1.2.03

Temperatura Media Anual del Aire	Efecto de la Helada
< 7 °C (45 °F)	Si
15.5 °C (60 °F)	Posible
> 24 °C (75 °F)	No

Se usó la temperatura media anual del aire para caracterizar las condiciones ambientales aplicables a cada región, seleccionándose las características de los materiales según esto.

Los parámetros necesarios para la determinación de espesores del pavimento utilizando las cartas de diseño son:

A.- Tráfico de diseño, EAL; expresado como el número total de aplicaciones de carga por eje equivalente a 80 KN (18,000 lb) esperadas durante el período de diseño. La expresión que permite calcular el valor de EAL es el siguiente:

$$EAL = 365/2 \times (IMDom \times FDom + IMD2e \times FD2e + IMD3e \times FD3e + IMDt \times FDt) \times \frac{((1+r)^n - 1)}{r}$$

Donde:

- $IMDom, 2e, 3e, t$: Índice Medio Diario para omnibuses, camiones de 2 ejes, camiones de 3 ejes, trailer y semitrailer
- n : período de diseño
- r : tasa de crecimiento anual de los vehículos, esta puede ser diferente para cada tipo de vehículo, entonces la expresión para el cálculo del EAL se calcularía como la suma de los valores parciales de EAL por tipo de vehículo. En la Tabla N° 5.1.1.03.a se muestran los valores del factor de crecimiento.

- FDom, 2e, 3e, t: Factores Destructivos para omnibuses, camiones de 2 ejes, camiones de 3 ejes, trailer y semitrailer

B.- Módulo de Resiliencia del Terreno de Fundación, Mr; Es posible utilizar las correlaciones entre los valores de CBR y el Módulo de Resiliencia mostrados en la Tabla 5.1.1.03.c. El Instituto del asfalto define al Módulo de Resiliencia de Diseño del terreno de fundación como el valor del Módulo de Resiliencia que es menor que el 60%, el 75% ó el 87.5% del total de los valores analizados en un tramo de carretera. Estos porcentajes se conocen como Valores Percentiles y están relacionados con el tráfico como se indica en la Tabla 5.1.2.03.a.

Tabla 5.1.2.03.a PERCENTILES DE DISEÑO PARA ESTIMAR EL Mr

NIVEL DE TRAFICO (EAL)	PERCENTIL DE DISEÑO (%)
10 ⁴ ó Menos	60
Entre 10 ⁴ y 10 ⁶	75
10 ⁶ ó Mas	87.5

C.- Tipos de firmes asfálticos a considerar; concreto asfáltico, mezclas con asfalto emulsificado Tipos I, II, III; firme o cimiento no tratados.

D.- Temperatura Media Anual del Aire; es la temperatura promedio registrada durante un año, la cual es característica del lugar. El Instituto del Asfalto ha desarrollado este método para tres valores de temperaturas medias, que corresponden a las tres regiones mas representativas de los Estados Unidos; por consiguiente el diseñador deberá adaptarse a una de estas temperaturas para poder aplicar la metodología de diseño.

5.1.2.04.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

A continuación se describen la metodología para la determinación de los espesores para pavimentos asfálticos a carga plena (Full Depth), considerando

firmes de concreto asfáltico o firmes con asfalto emulsificado; y pavimentos asfálticos de resistencia profunda, considerando un firme simple y firmes de concreto asfáltico o firmes con asfalto emulsificado.

A.- DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS A CARGA PLENA, CON FIRME DE CONCRETO ASFÁLTICO

La selección del espesor de un Pavimento Asfáltico que considera concreto asfáltico en toda su estructura, puede hacerse empleando las cartas de diseño del manual de diseño del Instituto del Asfalto. Hay que entrar a esas cartas con los valores apropiados del tráfico EAL, los valores de M_r de diseño del terreno de fundación y la temperatura media anual previamente seleccionados. Los espesores de pavimentos puede leerse directamente con una precisión de 25 mm o menos.

B.- DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS A CARGA PLENA, CON FIRMES DE ASFALTICOS EMULSIFICADOS

Con las cartas de diseño apropiadas, para este tipo de pavimento se determinan los espesores de pavimento para los tres tipos de capas de firmes de asfalto emulsificado. Las cartas de diseño están basadas en períodos de curado asumidos en 6 meses. Períodos de curado de hasta 24 meses no tienen influencia significativa en los requerimientos de los diseños de espesores. Las cartas proporcionan el espesor combinado de revestimiento superficial y firme de concreto asfáltico, o de revestimiento superficial de asfalto emulsificado con un tratamiento superficial. Los espesores del concreto asfáltico (o firme asfáltico emulsificado Tipo I con tratamiento superficial) a ser empleados sobre firmes de asfalto emulsificado (sobre firmes tipos II y III), pueden obtenerse de la Tabla 5.1.2.04.

Tabla 5.1.2.04

TRAFICO DE DISEÑO (EAL)	TIPOS II Y III ¹	
	MILIMETROS	PULGADAS
10 ⁴	50	2
10 ⁵	50	2
10 ⁶	75	3
10 ⁷	100	4
> 10 ⁷	130	5

¹ Se pueden usar concreto asfáltico o mezclas con asfalto emulsificado Tipo I con un tratamiento de superficie, sobre capas de firme con asfalto emulsificado Tipos II ó III.

C.- DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS DE RESISTENCIA PROFUNDA, CON CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE FIRME DE AGREGADOS NO TRATADOS

Las cartas de diseño también incluyen ábacos para la determinación de espesores de pavimentos usando concreto asfáltico sobre firmes de agregados no tratados. Se pueden usar firmes y cimientos con agregados de buena calidad (Ver Tabla 5.1.2.05). Sin embargo, un espesor mínimo de 150 mm de firme con material de buena calidad debería ser colocado sobre un cimiento de menor calidad. El manual del Instituto del asfalto incluye cartas de diseño para agregados no tratados de 150 y 300 mm de espesor (6" y 12").

Tabla 5.1.2.05

ENSAYO	REQUERIMIENTOS	
	CIMIENTO	FIRME
CBR, mínimo	20	80
Límite Líquido, máximo	25	25
Índice de plasticidad, máximo	6	NP
Equivalente de Arena, mínimo	25	35
Pasante tamiz N° 200, máximo	12	7

Los espesores de revestimiento asfáltico requeridos sobre el firme granular, se puede leer directamente de las cartas de diseño. Los espesores mínimos recomendados de revestimiento sobre firmes de agregados no tratados, están relacionados con el tráfico EAL según se indica en la Tabla 5.1.2.06. Estos espesores mínimos no deben extrapolarse a las regiones de tráfico mayores en las cartas de diseño.

Tabla 5.1.2.06

TRAFICO (EAL)	CONDICION DE TRAFICO	ESPESOR MINIMO DE REVESTIMIENTO
10 ⁴ o menos	Zonas de parqueo y caminos rurales de bajo volumen	75 mm (3.0 pulg)*
Entre 10 ⁴ y 10 ⁶	Tráfico mediano de vehículos pesados	100 mm (4.0 pulg)
10 ⁹ ó mas	Tráfico alto de vehículos pesados	125 mm (5.0 pulg) ó mas

* Para pavimentos asfálticos a carga plena en todo su espesor o pavimentos con Asfalto emulsificado, el espesor mínimo es de 100 mm en esta categoría de tráfico.

D.- DISEÑO DE PAVIMENTOS DE RESISTENCIA PROFUNDA CON MEZCLAS DE ASFALTO EMULSIFICADO SOBRE FIRMES DE AGREGADOS NO TRATADOS

El Instituto del Asfalto no ha elaborado cartas para el diseño de espesores de pavimentos con mezclas de asfalto emulsificado a ser usadas en parte o totalmente sobre firmes de agregados no tratados. Pero si presenta un procedimiento alternativo, hasta que se disponga de dichas gráficas.

- 1) Diseñar un "Pavimento de Concreto Asfáltico a Carga Plena" (Espesor= T_A) para las condiciones apropiadas de clima, tráfico y terreno de fundación. Asumir una capa de superficie de 50 mm y calcular el correspondiente espesor de firme como ($T_A - 50$ mm).
- 2) Diseñar un pavimento para las mismas condiciones de clima, tráfico y terreno de fundación usando el tipo seleccionado de mezcla con emulsión asfáltica (Espesor= T_E). Asumir una capa de superficie de 50 mm y calcule el espesor de firme como ($T_E - 50$ mm).
- 3) Diseñar un pavimento para las mismas condiciones de clima, tráfico y terreno de fundación usando concreto asfáltico y firme granular (Espesor de concreto asfáltico (AC)= T_U).

- 4) Seleccionar la porción del espesor de concreto asfáltico obtenido en el paso 3), que será reemplazada por la mezcla con emulsión asfáltica ($T_U - AC_{min}$) Nota: mantenga el mínimo espesor de concreto asfáltico obtenido de la Tabla 5.1.2.04.
- 5) Multiplicar este espesor ($T_U - AC_{min}$) por el cociente del paso 2) al paso 1), para obtener el espesor del firme con asfalto emulsificado a utilizar (T_{EB}).

La siguiente ecuación resume lo expuesto en los pasos 1 a 5:

$$T_{EB} = (T_U - AC_{min}) \times \frac{(T_E - 50)}{(T_A - 50)}$$

donde:

T_{EB} : Espesor del firme con asfalto emulsificado (paso 5)

T_U : Espesor de concreto asfáltico empleando el diseño con firme de agregados no Tratados (paso 3)

AC_{min} : Espesor mínimo de concreto asfáltico. (paso 4)

$T_E - 50$: Espesor del firme con emulsión asfáltica empleando el diseño con asfalto emulsificado. (paso 2)

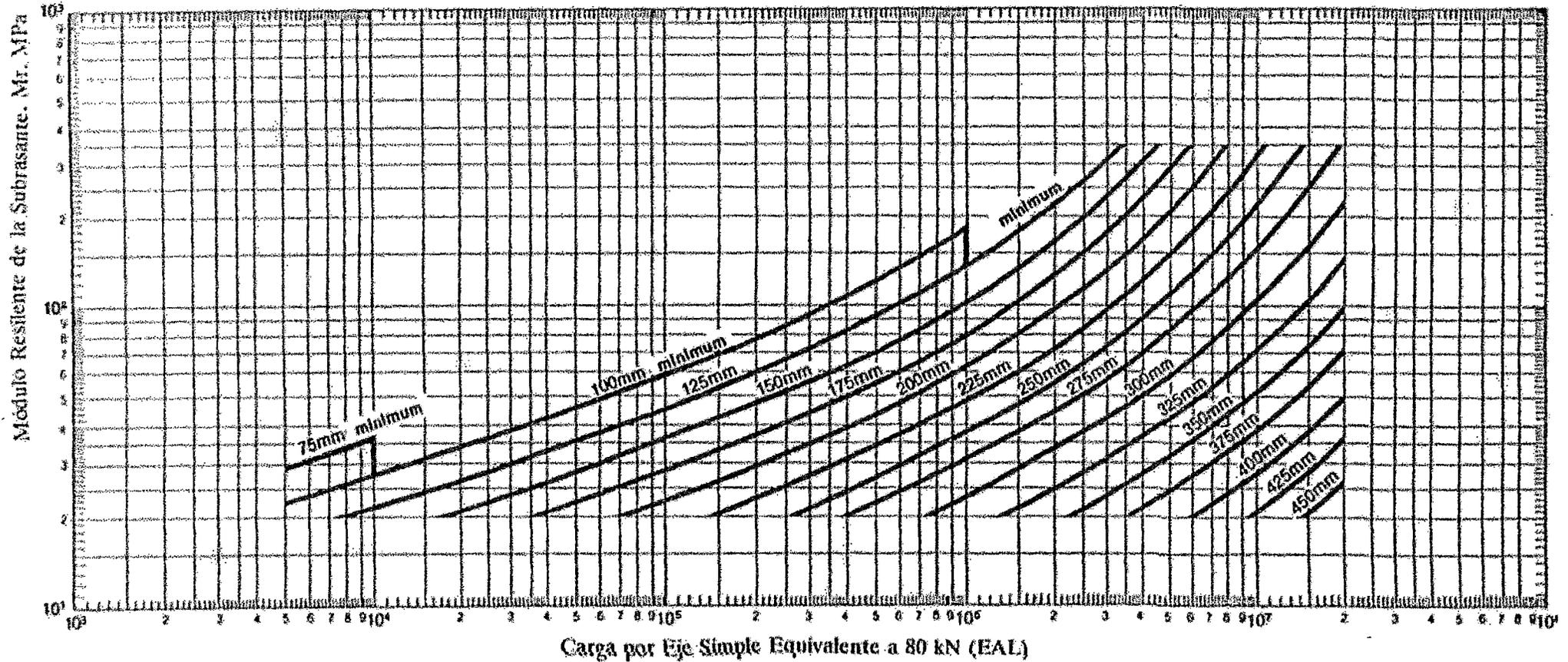
$T_A - 50$: Espesor del firme de concreto asfáltico empleando el diseño de "Pavimento Asfáltico a carga plena" (paso 1)

Nota: los espesores están expresados en milímetros

A continuación se muestran las Cartas o Abacos de diseño para Pavimentos Asfálticos sobre Firmes de Agregados No Tratados: A-17, A-18; los cuales serán utilizadas mas adelante cuando se vea un caso real de diseño.

Base de Agregados no Tratados de 150 mm de Espesor

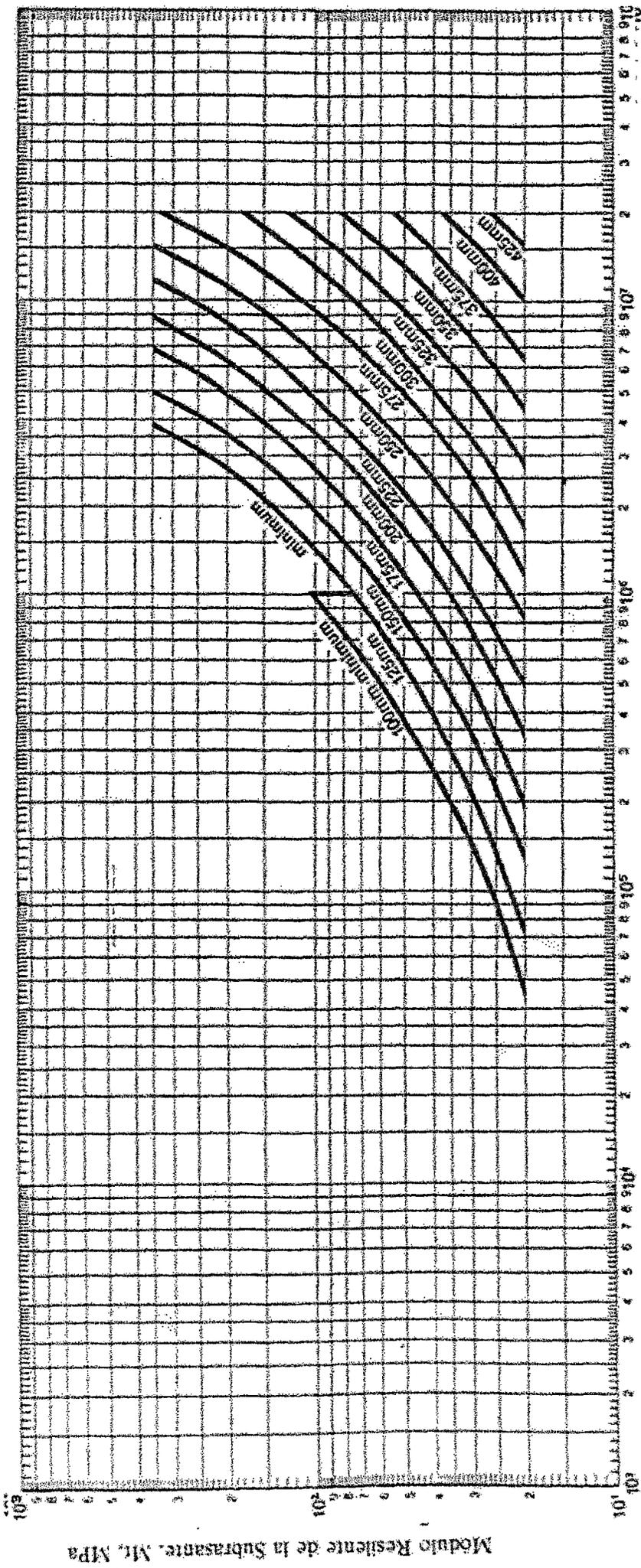
MAAT 24°C



Carta de Diseño A-17

Base de Agregados no Tratados de 300 mm de Espesor

MAAT 24°C



Carga por Eje Simple Equivalente a 80 kN (EAL)

Carta de Diseño A-18

5.1.3.00.- PARÁMETROS Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SEGÚN EL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES RODOVIARIAS DE BRASIL

El Instituto de Investigaciones Rodoviaras de Brasil ha desarrollado un método de diseño para pavimentos asfálticos, basado en las siguientes hipótesis:

- a) La presión transmitida al pavimento es igual a la presión interna del neumático e igual a 5.6 Kg/cm² (80 psi)
- b) La carga es aplicada en un medio semi-infinito, homogéneo e isotrópico (Teoría de Boussinesq); o terreno de fundación el cual posee un esfuerzo a tensión admisible, el que origina una deflexión denominada "deflexión del proyecto"
- c) El medio descrito en b) tiene el mismo grado de compactación utilizado en la determinación del CBR.
- d) La Capacidad de soporte admisible de trabajo es la mitad de la capacidad de soporte de falla
- e) Las pequeñas deformaciones (0.1") son proporcionales a las cargas, en la determinación del CBR. Esta hipótesis es verificada en la práctica para los diversos tipos de suelos, desde que se toma en consideración la dispersión de los ensayos

Partiendo de estos principios podemos desarrollar el método:

La estimación de la deformación admisible para el proyecto está dada por la siguiente relación:

$$dp = (7.5 \times 10^8 / N)^{1/7} \text{ (mm)} \quad (I)$$

Donde:

N: Número de repeticiones de la carga patrón (18,000 libras) ó EAL

Es claro que si la deformación elástica admisible es igual a d_p , ninguna capa del pavimento y también el suelo que conforma el terreno de fundación podrá sufrir deformaciones mayores de aquella fijada.

Admitiendo la hipótesis de e) podemos escribir:

$$R = 28 \times S \times d_p \times 10^{-4} \quad (II)$$

Donde:

R: Esfuerzo que produce una deformación elástica igual a d_p en Kg/cm²

d_p : deflexión del proyecto en cm

S: valor de CBR (California Bearing Ratio) en porcentaje

Considerando la hipótesis d):

$$\sigma_{adm} = 14 \times S \times d_p \times 10^{-4} \quad (III)$$

Donde:

σ_{adm} : Capacidad de soporte admisible de trabajo para que un material de CBR=S se deforme un valor $d_p/2$ cuando es sometida a una aplicación de la carga patrón.

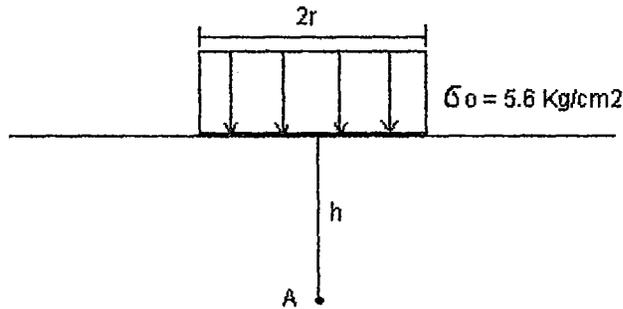
Admitiendo que la carga mínima por eje simple con llantas duales es de 10 tn (Ver sección 5.3.1.03, parte B.-), Límites de Pesos Brutos Máximos en Carreteras); y que la presión transmitida al pavimento es igual a la presión interna del neumático, podemos calcular el radio del área de contacto (circular equivalente) por la expresión:

$$r = [(5,000)/(3.1416 \times 5.6)]^{0.5} \quad (IV)$$

$$r = 16.8 \text{ cm}$$

De acuerdo con la hipótesis de a) y b) consideramos el esquema siguiente:

Figura 5.1.3.01



Por la Teoría de Boussinesq la esfuerzo en el punto "A" está dada por:

$$\sigma_A = 5.6 \times \left[1 - \frac{1}{(1+(r/h)^2)^{3/2}} \right] \quad (V)$$

Esta expresión nos permitirá calcular el valor de h en función de las características del material, como el σ_{adm} , la cual será igualada a la tensión en el punto "A".

Entonces haciendo $\sigma_A = \sigma_{adm}$, y reemplazando el valor de σ_{adm} dado en (III), y el de "r" dado en (IV) se tendrá:

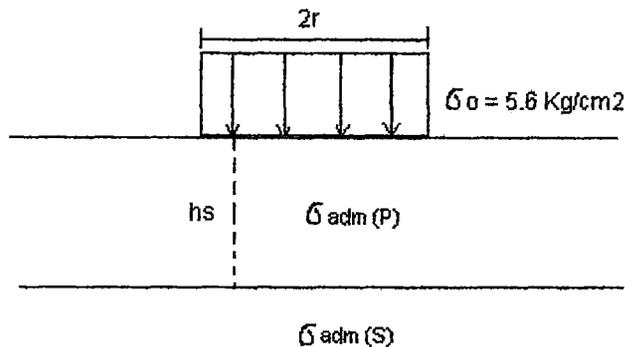
$$14 \times S \times dp \times 10^{-4} = 5.6 \times \left[1 - \frac{1}{(1+(16.8/hs)^2)^{3/2}} \right]$$

$$hs = 16.8 / (Y^{2/3} - 1)^{1/2} \text{ (cm)} \quad (VI)$$

Donde: $Y = 5.6 / (5.6 - 14 \times S \times dp \times 10^{-4})$

De esta manera se calculará el valor de hs que conduzca a la tensión $\sigma_{adm}(S)$. El sistema de la Figura 5.1.3.02, no sufrirá alteración si sustituimos a partir de la profundidad hs , el material de $\sigma_{adm}(P)$ por otro de $\sigma_{adm}(S)$.

Figura 5.1.3.02



Se ha verificado que podemos en función del valor de CBR de la subcapa y el valor de N , calcular el espesor total del pavimento en términos del material con $\sigma_{adm} (P)$. Calculado el espesor total en términos del material con $\sigma_{adm} (P)$, podemos calcular en función de los valores del CBR de los materiales de las diferentes capas, los espesores mínimos del material con: $\sigma_{adm} (P)$ que deberán ser sobre puestos y en el que deben ser utilizado materiales con CBR, mayores que aquellos correspondientes a $\sigma_{adm} (P)$ ó si se utilizara espesores mayores que los mínimos indicados, podemos calcular los espesores equivalentes por la expresión:

$$h_1 = h_2 (E_2 / E_1)^{1/3} \quad (VII)$$

Y en caso de ser conocidos los valores del CBR:

$$h_1 = h_2 (CBR_2 / CBR_1)^{1/3} \quad (VIII)$$

Admitiéndose que cuando el revestimiento se rompe después de N operaciones de la carga patrón, la capa adyacente (firme) deberá soportar al máximo el esfuerzo de falla y podemos afirmar que se ha considerado un

coeficiente de seguridad igual a 2; este esfuerzo de falla se desarrollará cuando la deformación elástica sea igual al doble de la deflexión del proyecto.

Tomando la expresión de h que da el espesor adicional del revestimiento en función de N, de la deflexión del pavimento que provoca la rotura igual a 7.5×10^{-4} que provoca la rotura y que la deflexión es no mayor e igual a dp, podemos escribir:

$$\Delta h = h(e) = 41 (0.66 N^{1/21} - 2.60 N^{-1/21}) \quad (IX)$$

Esta expresión pertenece al espesor mínimo de revestimiento en términos de concreto bituminoso usado en caliente con E (módulo elástico) igual a 12,500 Kg/cm² ó 178,570 psi.

Admitiéndose que después de la rotura del revestimiento la carga se transmite íntegramente al firme, podemos determinar el valor de CBR mínimo de esta capa por la expresión:

$$S(F) = 5.6 / (14 \times dp \times 10^{-4}) \quad (X)$$

Las expresiones (X) y (IX) están bajo la forma de gráfica representando la Figura 5.1.3.03 y 5.1.3.04 respectivamente.

La Figura 5.1.3.05 muestra la representación de la relación entre el número de repeticiones de carga que produce la rotura por fatiga (N), la misma que en forma de ecuación puede escribirse de la siguiente manera:

$$N_1 / N_2 = (P_2 / P_1)^{5.25}$$

Con esto se establece la relación de equivalencia de carga.

Por último la Figura 5.1.3.06 muestra los espesores totales mínimos en términos del valor de CBR del material de firme, dados N y CBR.

FIGURA 5.1.3.03

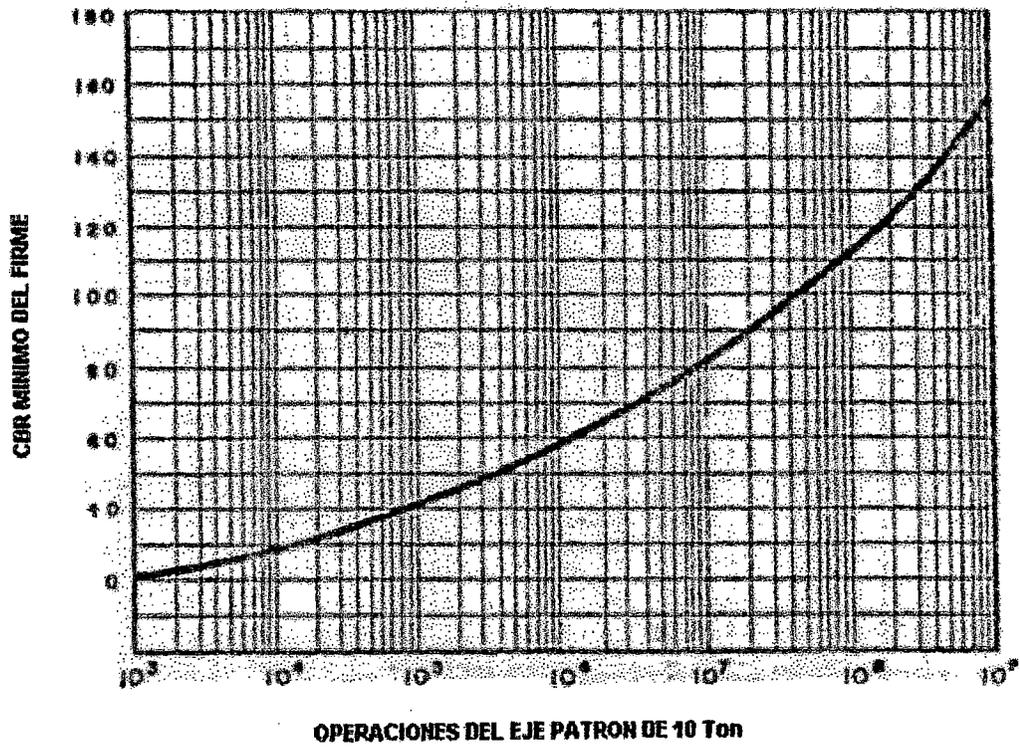


FIGURA 5.1.3.04

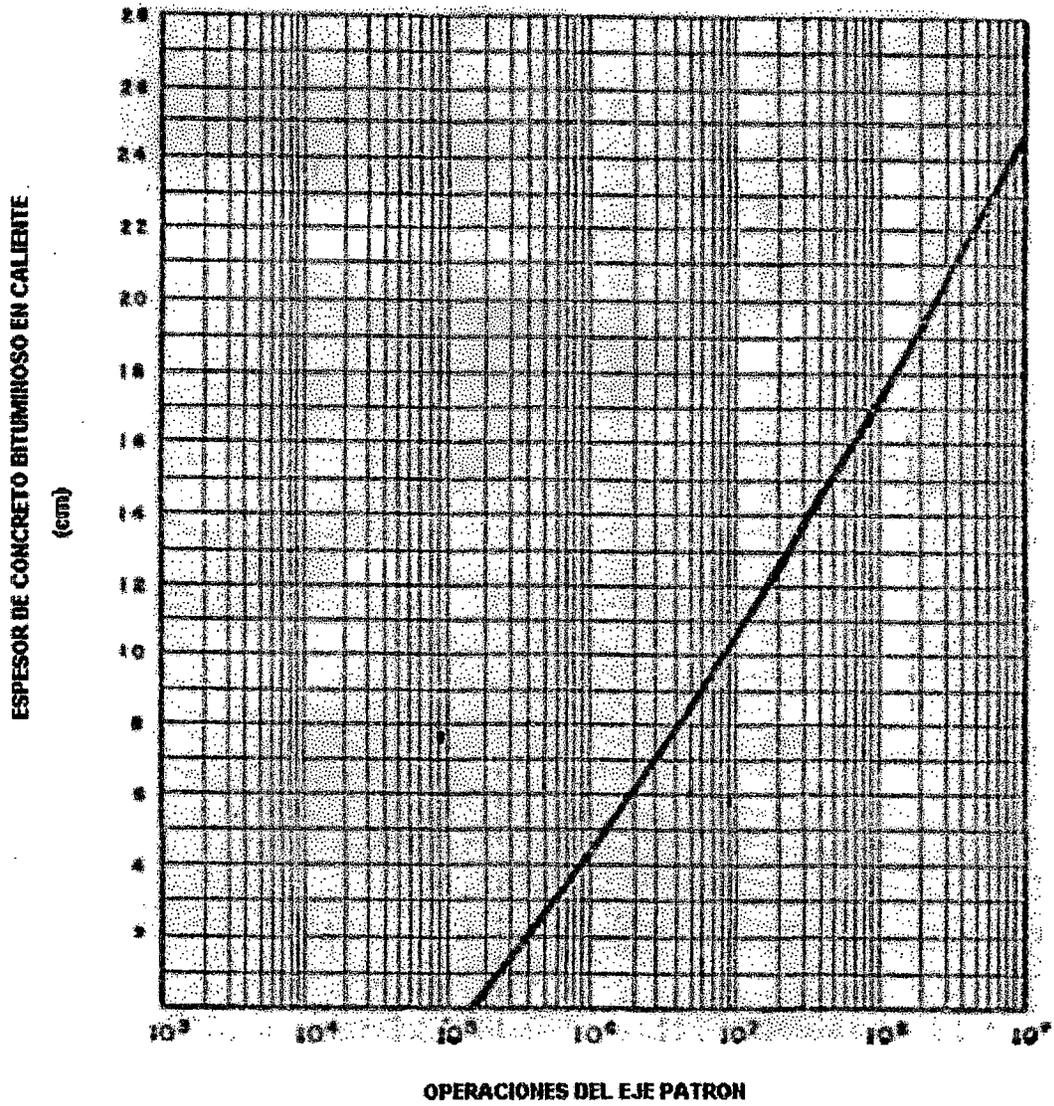
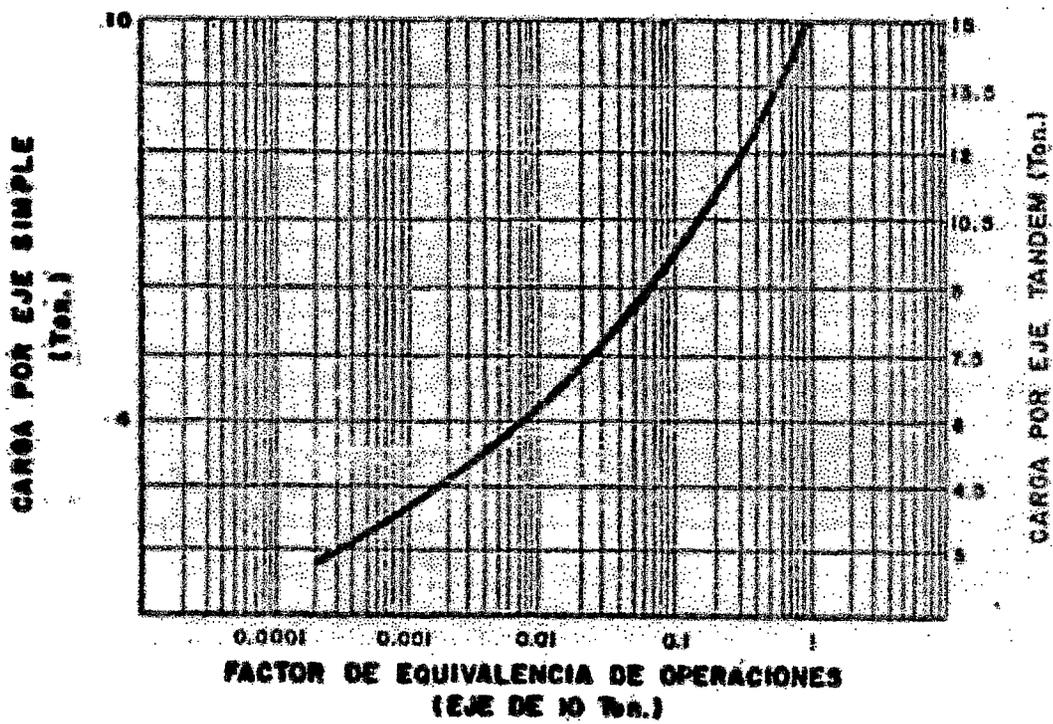


FIGURA 5.1.3.05



5.2.0.00. - DISEÑO DE TERRENOS DE FUNDACIÓN MEJORADOS CON GEOMALLA

En esta sección se presenta el procedimiento para diseñar suelos débiles de terrenos de fundación reforzados con geomallas, con la finalidad de obtener terrenos de fundación estables y poder cimentar un pavimento flexible. Básicamente el mejoramiento de terrenos de fundación con un determinado tipo de geomalla es recomendable realizarlo para terrenos cuyo CBR es menor que 3%; sin embargo es posible usar geomallas si se quisiese aumentar la resistencia del terreno de fundación aun si su CBR fuera mayor de 3%, en el caso de que se tuviera que soportar cargas dinámicas considerables y/o prevenir fallas por corte.

Un terreno de fundación puede ser de buena, regular o mala calidad según que su CBR esté comprendido entre 60% y 100%, 10% y 60% ó 0% y 10% respectivamente. Si el terreno de fundación es bueno o regular, puede servir de apoyo directamente a la superficie de rodadura; si es mala, conviene estudiar la posibilidad de mejorar su resistencia (estabilizarla) con algún método descrito en el Capítulo I, realizar un reemplazo del material por otro de mejor calidad, o en todo caso proyectar una estructura con las restricciones que impone el suelo.

5.2.1.00. - BASES DE DISEÑO

El método de diseño adoptado será el desarrollado por la empresa Tensar y que es denominado Método TTN:BR5, este procedimiento se basa en diferentes experiencias o aplicaciones en los Estados Unidos así como en pruebas llevadas a cabo a escala natural. El principio de diseño se describe a continuación.

La falla de un suelo de fundación puede darse de dos maneras: La primera es una falla por corte localizada y la segunda mas profunda pero igual de relevante es una falla por capacidad portante o punzonamiento. La falla por corte o por punzonamiento es notoria por la formación de surcos en la superficie del terreno de fundación cuando las cargas exceden la resistencia al corte de la misma. El terreno de fundación bajo un relleno no reforzado fallará por corte local bajo un valor cercano a la mitad de la presión, con respecto a la última capacidad portante del terreno de fundación.

El refuerzo con geomallas de un relleno sobre suelos de baja capacidad portante puede prever fallas por corte localizadas del terreno de fundación y por consiguiente se incrementará significativamente la capacidad portante del terreno. Además, las geomallas refuerzan el relleno granular a través del confinamiento de la capa de firme para mejorar la distribución de cargas. El efecto combinado de prevenir fallas por corte localizadas y endurecimiento, permite una mejor colocación y compactación de las capas de firme granular para condiciones del terreno de fundación relativamente inestables. El efecto de la geomalla es una reducción en el espesor del relleno, proporcionando un terreno de fundación estable y aumentando su capacidad de soporte.

En la práctica, las ecuaciones de Boussinesq son usadas para estimar la presión máxima aplicada al terreno de fundación directamente bajo un área cargada. El espesor de relleno es entonces calculado para prevenir fallas por corte del terreno de fundación usando el criterio de falla establecido por Rodin.

Rodin analizó los mecanismos de falla para suelos de grano fino bajo cargas de ruedas. En su análisis, la falla por capacidad portante es ocasionada por una deformación plástica del suelo y puede ser predecida por la ecuación:

$$q = c N_c \quad (\text{Terzagui, 1943})$$

Donde "q" es la última capacidad portante del suelo, "c" es el esfuerzo de corte del suelo basado en el criterio de falla de Coulomb, para condiciones saturadas del suelo. N_c es el factor de capacidad portante y que según investigaciones anteriores y numerosas instalaciones en campo, este valor es de 6.2. Luego esta ecuación describe esfuerzos de corte de suelos en términos de la cohesión.

La siguiente relación de ensayos de campo, es una lista que sirve para determinar la resistencia al corte no drenado de los suelos del terreno de fundación.

- Cono Penetrómetro (ASTM D3441, y Robertson y Campanella – 1989)
- Pocket Penetrómetro

- CBR In-situ (ASTM D4429)
- Veleta de corte (ASTM D2573)
- Prueba de Penetración Standard (SPT) (ASTM D1586)

También pueden usarse las pruebas de laboratorio siguiente:

- Resistencia al corte Triaxial (U.S. Army, EM 1110-2-1906-X)
- CBR (ASTM D1883 o AASHTO T193)

En suelos de baja capacidad portante, Rodin observó que las cargas de rueda causaban altos esfuerzos de corte horizontales y se podría darse el caso de una gran concentración de esfuerzos locales en el terreno de fundación pudiendo ocasionar un flujo plástico del suelo (formación de surcos). Rodin notó que este flujo plástico empieza cuando:

$$q_u = 3.1 \times c_u$$

Donde “ q_u ” es la capacidad portante sin refuerzo con respecto a la falla por corte localizada, “ c_u ” es la esfuerzo cortante sin drenaje del suelo de fundación.

Las geomallas proveen una plataforma de trabajo compacta y confinada de agregados o relleno para prevenir fallas por corte localizadas en el terreno de fundación.

De esta manera, con las geomallas, la capacidad portante de diseño de un terreno de fundación puede ser incrementada a la última capacidad portante hasta el doble del caso anterior.

$$q_r = 6.2 \times c_u$$

El mejoramiento del factor de capacidad portante de 6.2 es atribuido al aumento de la resistencia al esfuerzo de corte de la geomalla, al mejoramiento de la capacidad de soporte del material de relleno por confinamiento y al esfuerzo de

tensión de la geomalla. Existen cuatro tipos de geomallas biaxiales que generalmente son usadas en este tipo de aplicaciones y son las geomallas BX1100, BX1200, BX4100 y BX4200. Las geomallas BX1200 y BX4200 poseen un esfuerzo a tensión mayor que las BX1100 y BX4100 respectivamente. Las geomallas BX1100 y BX1200 tienen un esfuerzo a tensión mayor en el sentido transversal del rollo, por lo tanto estos tipos de geomallas son recomendadas donde el tráfico vehicular tendrá como dirección el sentido longitudinal del rollo de la geomalla. Las geomallas BX4100 y BX4200 tienen aproximadamente igual esfuerzo en ambos sentidos (transversal y longitudinal al rollo), lo cual hace que estas geomallas tengan una aplicación donde el tráfico tenga una dirección aleatoria en ambos sentidos.

Las geomallas BX1100 y BX4100 son usadas para la mayoría de aplicaciones donde se requiera un mejoramiento del terreno de fundación. Sin embargo cuando las condiciones son anormalmente severas, el diseñador debe considerar el uso de las geomallas BX1200 o BX4200, las cuales son capaces de resistir confiablemente daños durante la instalación; es decir donde los terrenos de fundación son muy débiles ($CBR < 1\%$), casos donde las cargas de tráfico son muy altas (mayores a 18,000 lb), donde el material de cimiento y firme sea muy angular y presente granos muy fracturados o filudos en la superficie superior del terreno de fundación. Estas geomallas también se recomiendan usarlas en zonas donde el suelo del terreno de fundación sea extremadamente débil (terrenos pantanosos, $CBR \ll 1\%$).

Las geomallas BX1200 y BX4200 también pueden ser usadas donde exista el riesgo de una falla por corte, como resultado del peso de terraplenes o equipos muy pesados de construcción.

Las ecuaciones de Boussinesq pueden entonces ser re-escritas para determinar el espesor del relleno requerido (con refuerzo o sin refuerzo), para limitar los esfuerzos de carga inducidos en el terreno de fundación a un nivel aceptable. El incremento en el factor de capacidad portante es posible por el uso de la geomalla, que permite una reducción del 30 a 50% en los espesores de relleno requerido dependiendo de la capacidad de soporte del terreno de fundación.

Dependiendo del tipo de relleno que es usado, también será necesario comprobar la capacidad portante del relleno compactado con respecto a las cargas de construcción para determinar si es necesario otro material de mejor calidad para la porción superior del espesor total requerido.

$$Z = \frac{R}{\left(\frac{1}{(1-q/p)^{0.67}} - 1 \right)^{0.5}} \quad (\text{Boussinesq})$$

Donde:

Z: Profundidad debajo de la superficie del suelo

R: Radio de contacto Aparente para el área cargada

q: Esfuerzo transmitido dentro del suelo a la profundidad Z

p: Presión aplicada en la superficie del terreno

5.2.2.00.- PARAMETROS DE DISEÑO

A continuación se describen los parámetros necesarios para el diseño de un terreno de fundación mejorado con geomallas:

1.- CARGA DE LA RUEDA (P)

Se toma como carga de rueda de diseño la carga más pesada de rueda simple o doble que tendrá que soportar el pavimento granular a lo largo de la vida útil de la estructura.

2.- PRESIÓN DE LA LLANTA (p)

La presión de llanta es la presión con la que está inflada la llanta de la carga de rueda de diseño, y es aproximadamente equivalente a la presión de contacto con el suelo.

3.- FACTORES DE CAPACIDAD DE PORTANTE O COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA (Nu, Nr)

Según el criterio de falla modelado por Rodin, que describe los esfuerzos críticos de corte en los suelos en términos de la cohesión; estos factores de capacidad de carga son:

Nu = 3.1 ; para el caso sin refuerzo de geomallas

Nr = 6.2 ; para el caso con refuerzo de geomallas

4.- RESISTENCIA AL CORTE DEL TERRENO DE FUNDACION (cu) Y MATERIAL DE CIMIENTO (cf)

Existen varios métodos de prueba en laboratorio y en el campo para determinar la resistencia de los suelos, tanto para terrenos de fundación como para material de mejoramiento o cimiento para fines de diseño. Para los cálculos, la resistencia del suelo debe expresarse en términos de resistencia al corte o cohesión. La resistencia al corte puede determinarse en el campo mediante el ensayo de veleta, o en laboratorio por el ensayo de corte directo o la prueba de compresión triaxial. Se determina también con frecuencia mediante el Ensayo de Penetración Normal y la prueba del CBR (California Bearing Ratio – Relación de Soporte California). Para suelos cohesivos, la resistencia al corte puede estimarse a partir de la resistencia normal a la penetración, o del CBR. En ausencia de datos de ensayos de campo o de laboratorio, la resistencia del terreno de fundación puede deducirse a partir de otros ensayos como el CBR y Resistencia Normal a la Penetración, como se muestra en la Tabla 5.2.2.00.

ENSAYO DE CBR (RELACION DE SOPORTE CALIFORNIA)

El ensayo del CBR es una prueba índice utilizada para determinar la resistencia relativa de un suelo comparado con material estándar de piedra chancada de alta calidad. La muestra de prueba se prepara compactando una muestra de suelo mediante golpes múltiples, dentro de un cilindro de 6 pulgadas de diámetro, aplicando una sobrecarga en forma de placas circulares a fin de aproximar el esfuerzo de confinamiento del pavimento final sobre el suelo; luego, se deja

remojar la muestra entera por un período de 4 días. La prueba consiste en hincar esta muestra de suelo con un pistón circular de 3 pulgadas cuadradas (1,935 mm²), a través de orificios en las placas de carga, a razón de 0.10 pulg (2.54mm) / minuto hasta un máximo de 0.50 pulg (13 mm).

El valor del CBR es la relación entre la carga unitaria a 0.10 pulg (2.54 mm) ó 0.20 pulg (5.04 mm) del material ensayado y la de un material de piedra chancada estándar a la misma profundidad de penetración (se escoge el valor mayor). Las cargas unitarias están dadas en la Tabla 5.5.3.01.

TABLA 5.2.2.00

RELACION ESTIMADA ENTRE DIFERENTES PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL TERRENO DE FUNDACION

ESFUERZO DE CORTE (PSI)	RESISTENCIA NORMAL A PENETRACION SPT (GOLPES/PIE)	PENETROMETRO CONO	CBR %	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO
< 1.7	< 2	< 0.24	< 0.4	Muy blando (se estira entre los dedos Al presionarlo)
1.7 - 3.5	2 - 4	24 - 48	0.4 - 0.8	Blando (moldeable con una ligera Presión de los dedos)
3.5 - 6.9	4 - 8	48 - 96	0.8 - 1.6	Mediano (moldeable con una fuerte presión de los dedos)
6.9 - 13.9	8 - 15	96 - 192	1.6 - 3.2	Rígido (fácilmente marcado por el Pulgar pero difícil de penetrar)
13.9 - 27.7	15 - 30	192 - 384	3.2 - 6.4	Muy rígido (fácilmente marcado por la uña del pulgar)
>27.7	> 30	> 384	> 6.4	Duro (difícil de marcar con la uña del pulgar)

(After Portland Cement Association, E. I. DuPort literature and McCarthy, David F., "Essentials of Soil Mechanics and Foundation, 1977.)

Tabla 5.5.3.01

CARGAS UNITARIAS PARA EL MATERIAL DE PIEDRA CHANCADA	
PENETRACION (Pulg)	CARGA (psi)
0.1	1,000
0.2	1,500
0.3	1,900
0.4	2,300
0.5	2,600

ENSAYO NORMAL DE PENETRACION

El ensayo normal de penetración proporciona una indicación de la densidad, así como del ángulo de fricción interna, de los suelos sin cohesión, y de la resistencia al corte de los suelos cohesivos. El ensayo consiste en introducir en el suelo un sacamuestras en forma de cuchara partida longitudinalmente, equipada con una zapata cortante y enroscada al extremo de una barra de sondeo, dejando caer un martillo de 140 lb (63.6 kg) sobre una distancia de 30 pulgadas (0.76 m). El sacamuestras en forma de cuchara partida consiste en un tubo de acero de pared gruesa, partido longitudinalmente, que se utiliza para obtener muestras de suelo no disturbado de las perforaciones de las perforaciones. Se registra el número de golpes requeridos para cada penetración de 6 pulgadas (150 mm) de la cuchara. La resistencia normal a la penetración es la suma de los golpes necesarios para el segundo y tercer incremento de 6 pulgadas (150 mm) y se expresa como N en golpes/pie.

ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de un suelo es el esfuerzo para el cual el suelo falla por corte. Puede calcularse dividiendo la fuerza cortante para la que falla el suelo por el área de la sección transversal del corte o, si se conocen la cohesión y el ángulo de fricción interna, por la ecuación general de coulomb:

$$S = c + \sigma \tan\phi$$

Donde:

C: es la cohesión (o atracción entre partículas) del suelo, expresada en términos de fuerza por unidad de área.

σ : es la presión de sobrecarga en términos de fuerza por unidad de área

ϕ : es el ángulo de fricción interna del suelo (resistencia al deslizamiento entre partículas) en grados.

Los suelos granulares no poseen cohesión y por lo tanto la resistencia al corte está determinada por la presión de la sobrecarga, lo que explica la inestabilidad inherente de los materiales granulares utilizados como material afirmado de pavimento. En el caso de suelos cohesivos no drenados (como las arcillas blandas y saturadas), al no tener éstos fricción interna, su resistencia al corte viene determinada por la cohesión, la que puede variar con el contenido de humedad. Los suelos cohesivos con drenaje pueden tener tanto cohesión como fricción interna.

La resistencia al corte de los suelos granulares puede medirse en laboratorio mediante el ensayo de corte directo. La cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos cohesivos pueden medirse en laboratorio, en condiciones con y sin drenaje, por los ensayos de compresión triaxial. En el campo, la resistencia al corte puede medirse mediante el ensayo de veleta.

A continuación se presenta la designación de las variables empleadas en el diseño:

cu: esfuerzo de corte sin drenaje del suelo que servirá como terreno de fundación (puede ser deducido de ensayos por corte, ensayo con penetrómetro tipo cono o por correlación con el CBR), psi. (Ver Tabla 5.2.2.00)

cf: esfuerzo de corte del material de relleno, psi. (Ver Tabla 5.2.2.00)

P: carga dinámica de diseño para llantas simples, duales de un vehículo, lb.

p: presión de inflado de llanta (llantas simples o duales) o presión de contacto bajo la carga P (llanta tandem), psi.

N: factor de capacidad portante, Adimensional

Nu = 3.1; Sin refuerzo

Nr = 6.2; Reforzado con geomalla

a: espaciamiento entre ejes (ejes tandem), pulg.

b: ancho total de llantas duales (ejes tandem), pulg.

B: ancho de la huella (en el caso de tractores sobre orugas), pulg.

-VALORES A CALCULAR:

R: Radio aparente del área de contacto, pulg.

qu, qr: presiones permisibles en el terreno de fundación, sin reforzar y reforzada respectivamente (equivalente a la capacidad portante aparente), psi.

Zu, Zr: espesores de agregado o relleno requerido para soportar cargas dinámicas sin refuerzo y con refuerzo respectivamente.

5.2.3.00.- PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO

1.- Determinar el esfuerzo cortante sin drenaje, cu, del terreno de fundación por correlación directa con ensayos de corte, ensayo de penetración SPT, cono penetrómetro, ensayo para estimar el CBR. (Usar Tabla 5.2.2.00)

Si las cargas de rueda de diseño son las mismas o similares a las cargas siguientes, se va a la figura apropiada para determinar el espesor requerido, sin refuerzo y reforzado.

Tabla 5.2.3.01

CARGA DE RUEDA (lb)	TIPO DE LLANTA	FIGURA
9,000	Dual	5.2.3.01
12,000	Dual	5.2.3.02
32,000	Simple	5.2.3.03
60,400	Simple	5.2.3.04
46,000	Dual	5.2.3.05
100,000	Dual	5.2.3.06

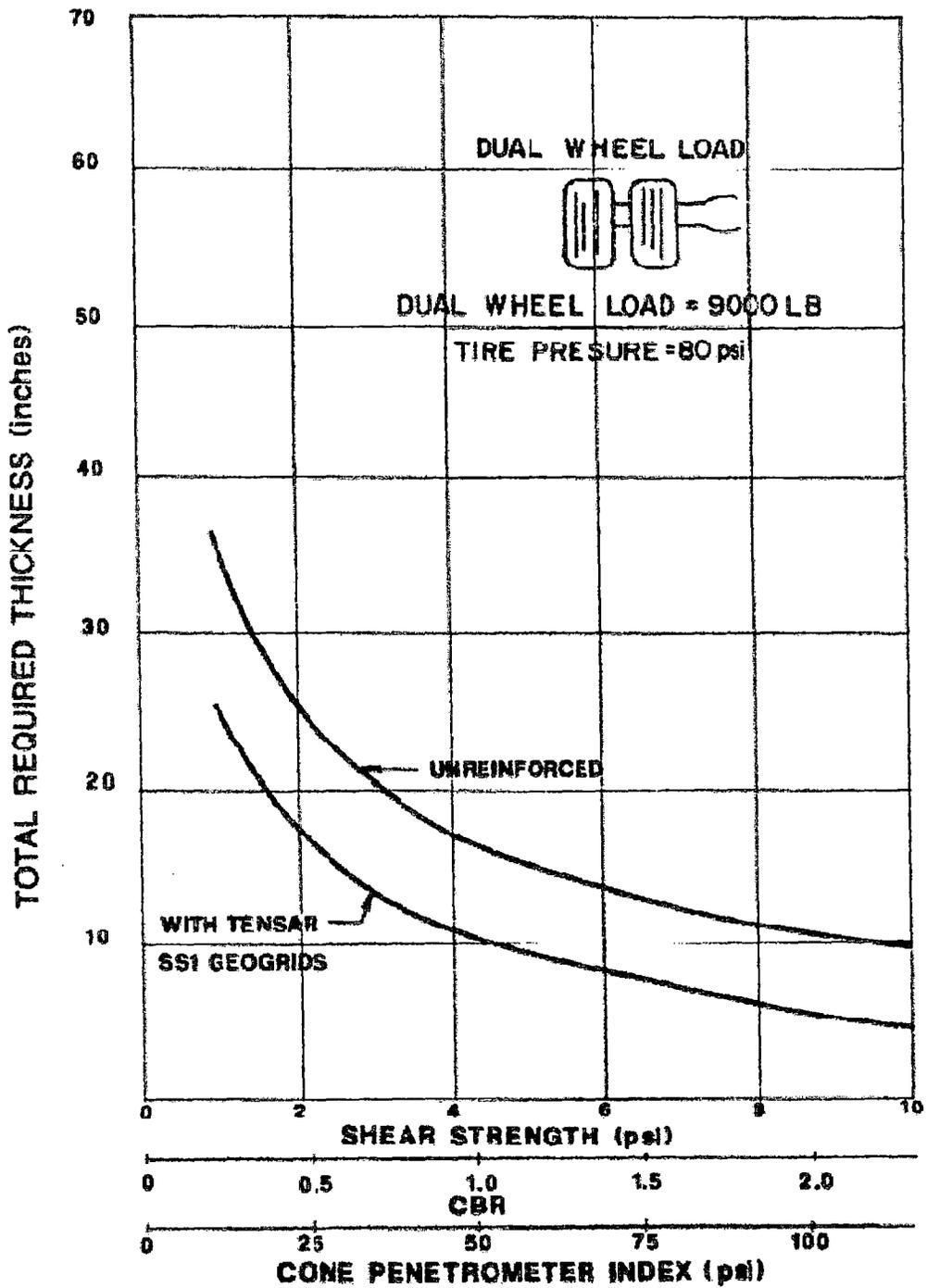


Figura 5.2.3.01 Espesor Requerido Para Una Carga de 9,000lb y Lianta Dual

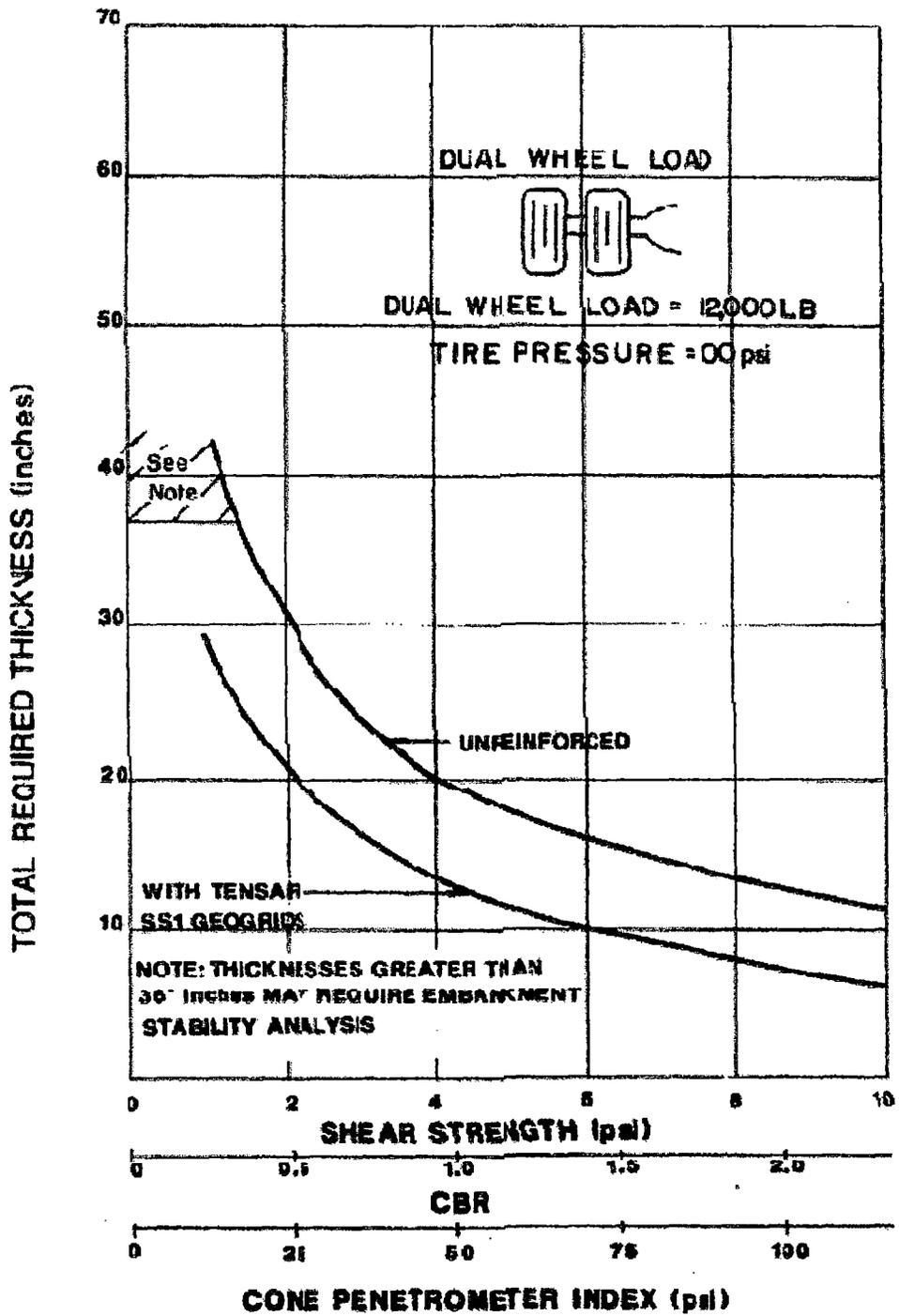


Figura 5.2.3.02 Espesor Requerido para una Carga de 12,000lb y LLantas Duales

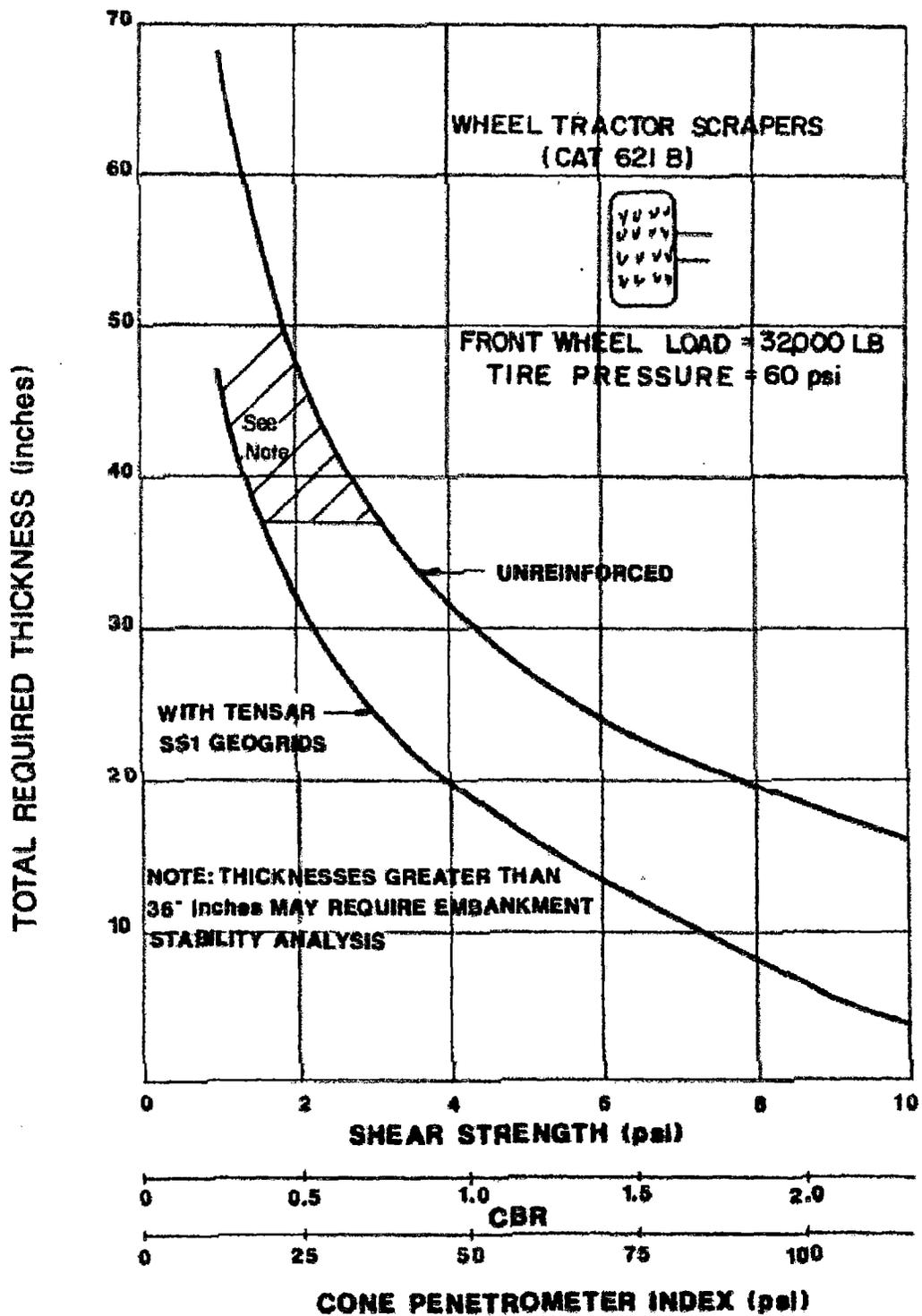


Figura 5.2.3.03 Espesor Requerido para una Carga de 32,400lb y Liantas Simples (Scraper)

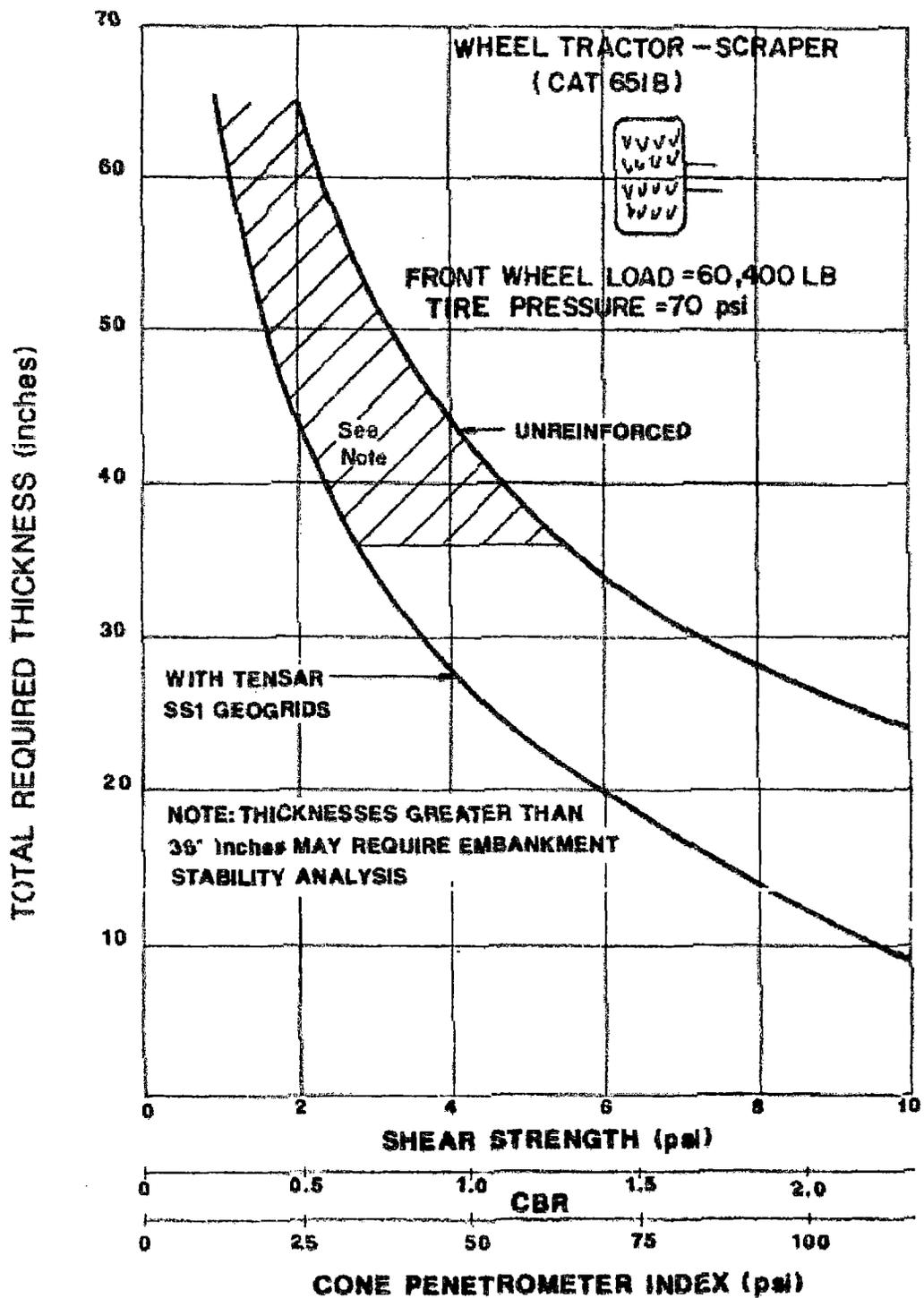


Figura 5.2.3.04 Espesor Requerido para una Carga de 60,400lb y llantas simples (Scraper).

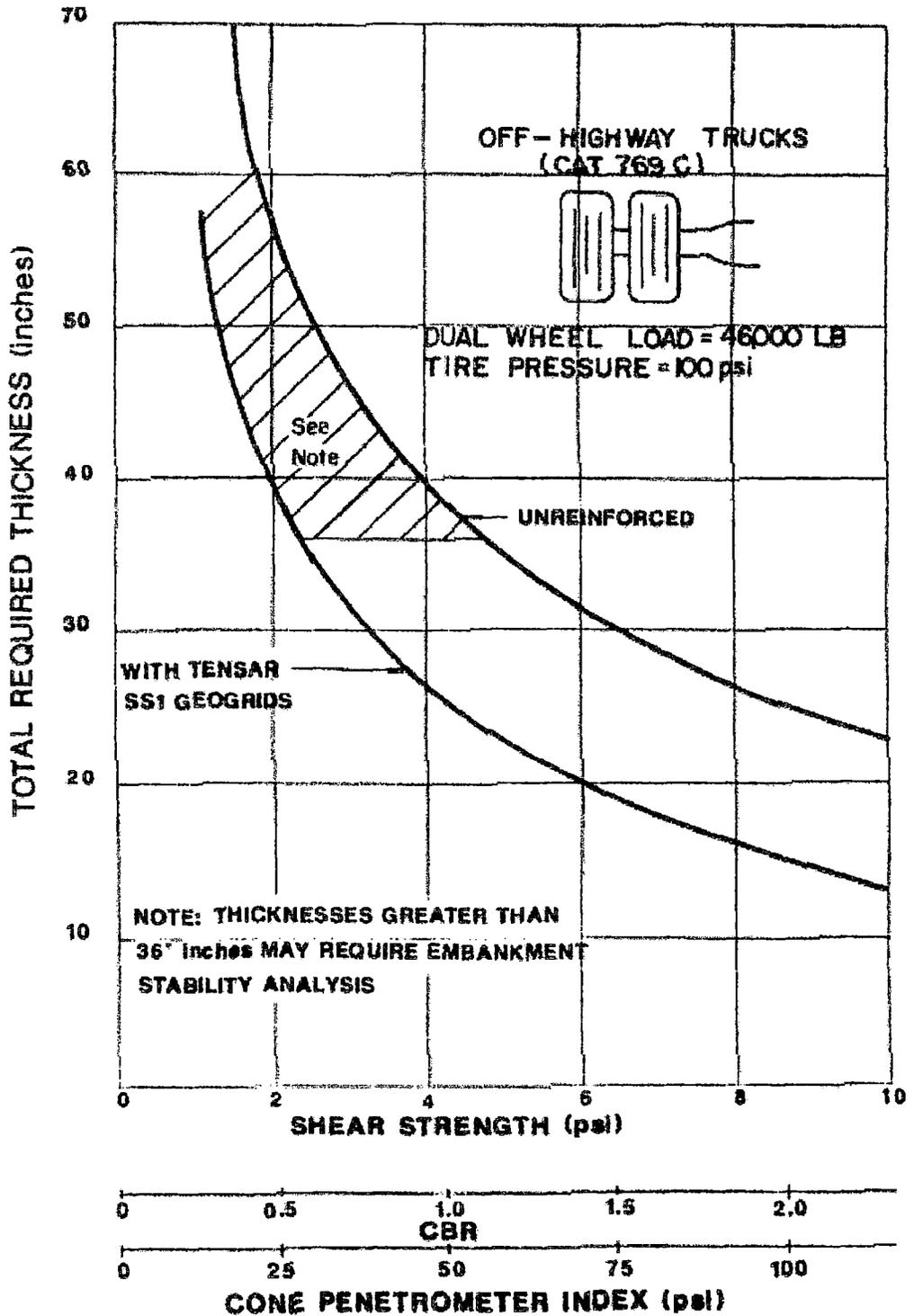


Figura 5.2.3.05 Espesor Requerido para una Carga de 46,000lb. y Llantas Duales (Off-Highway)

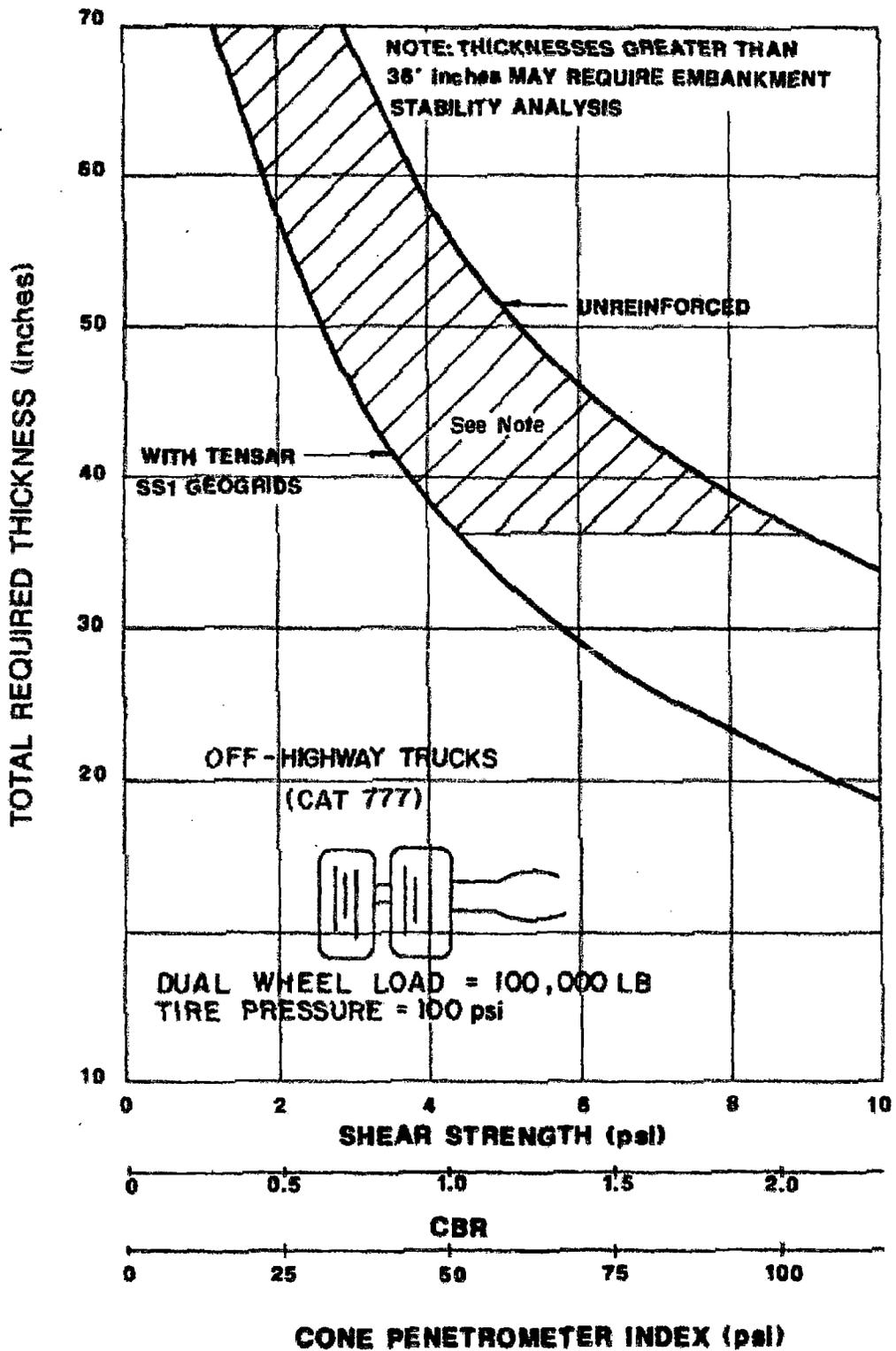


Figura 5.2.3.06 Espesor Requerido para 100,000lb y Lantas Duales (Off-Highway)

Para suelos no cohesivos, determinar el ángulo de fricción interna del material a la densidad de diseño y luego calcular la capacidad de soporte última, utilizando la siguiente relación:

$$q_u = \frac{\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q}{2}$$

Donde B: Ancho o Diámetro del área cargada

γ_1 : Peso unitario del suelo de fundación

γ_2 : Peso unitario del relleno

D: Espesor del relleno

N_γ : Factor de capacidad de carga del terreno de fundación

N_q : Factor de capacidad de carga del relleno

ϕ : Angulo de fricción interna del terreno de fundación

Tabla 5.2.3.02

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE MEYERHOF PARA FALLAS LOCALES EN ARENAS

ϕ°	N_γ	N_q
15	1.0	2.6
20	1.0	3.3
25	2.0	4.8
30	3.9	7.0
35	7.5	10.2

Para Terrenos de Fundación Reforzados:

$$q_r = 2.0 \times q_u$$

2.- Calculo de la capacidad portante permisible, q, del Terreno de Fundación, para rellenos sin refuerzo y con refuerzo.

$$q_u = N_u \times c_u \quad (\text{Caso Refuerzo})$$

$$q_r = N_r \times c_u \quad (\text{caso con Refuerzo})$$

Donde:

$$N_u = 3.1 \quad \text{Sin refuerzo}$$

$$N_r = 6.2 \quad \text{Con refuerzo}$$

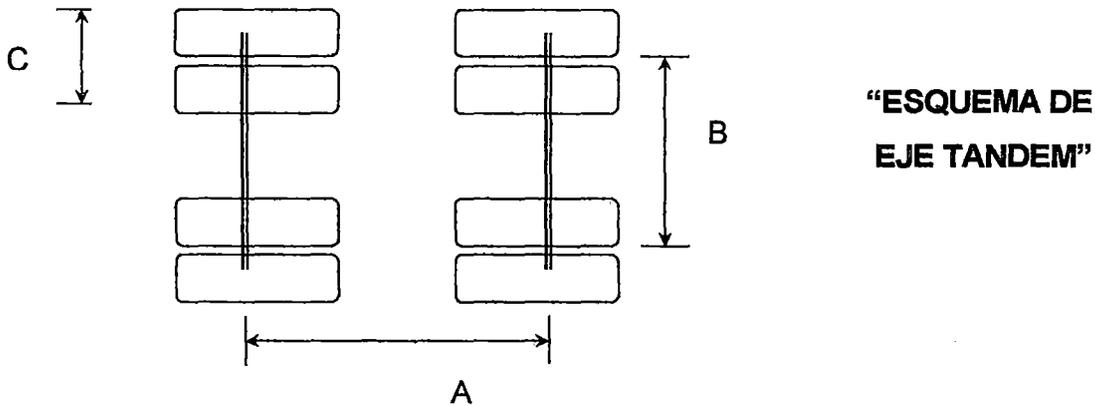
3.- Determinar la carga de diseño (P), la presión de contacto (p) y radio aparente de contacto (R). Para vehículos con llantas de jebe, la carga de diseño es la carga de la rueda (mitad del eje de carga). La presión de contacto es asumida como la misma de la presión de inflado de la llanta.

PRESION DE INFLADO DE LOS NEUMÁTICOS

La presión promedio de contacto de un neumático que un vehículo ejerce sobre una vía de circulación es aproximadamente igual a la presión de inflado del neumático. Se proporcionan presiones de inflado de neumático típicos en la siguiente tabla. La presión de neumático de un camión de carretera varía típicamente de 90 a 100lb/pulg².

**Tabla 5.2.3.03
DIMENSION DE NEUMÁTICOS TÍPICOS DE EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN**

EQUIPO	SEPARACIÓN DE LLANTA TANDEM (A) (PULG)	ANCHO DE RODADA (B) (PULG)	ANCHO DE LLANTA CARGADO (C) (PULG)	PRESION DE LLANTA (LB/PULG²)
Camioneta Compacta	N/A	4.2-4.8	8-12	25-32
Llanta simple	N/A	5.0-5.7	8-14	27-35
Llantas Dobles	N/A	5.4-6.2	16-20	27-35
Volquete Carretera Llanta Dobles	50-78	5.6-6.2	16-20	80-100
Scrapers	N/A	5.0-6.0	18-40	40-100
Camión todo terreno	N/A	8-16	18-40	60-100
Camión Articulado		5-6	20-34	40-80



- Cargas de llanta: para ruedas simples y duales la dimensión de contacto está definida por el radio aparente de contacto, R, usando la ecuación:

$$R = (P / (3.14xp))^{0.5} \quad \text{Ecuación 1}$$

Para eje tandem el área de contacto es a x b. La presión de contacto, p, está definida como P/(a x b) y el radio aparente de contacto es calculado con la Ecuación 1.

- Cargas de tractores o similar: se debe determinar el ancho de la huella.

4.- Calcular el espesor del relleno sin refuerzo, Zu, requerido para prevenir una falla por capacidad de soporte del suelo del terreno de fundación.

- Utilizando Cargas de llanta:

$$Z_u = R / [[(1/(1 - q_u/p)^{0.67}) - 1]^{0.5}]$$

Donde:

qu = presión de soporte permisible sobre el terreno de fundación (caso sin refuerzo) considerando una falla por corte local.

- Utilizando Cargas de Tractores o similares: se debe determinar la capacidad de soporte permisible, q_u , q_r , como una fracción decimal, de la presión de contacto de superficie, p .

$$\text{Sin refuerzo } F_u = q_u/p$$

$$\text{Con refuerzo } F_r = q_r/p$$

La Figura 5.2.3.07 nos permite determinar el espesor requerido de relleno sin refuerzo como un múltiplo, M_u , del ancho de la huella, B . Luego se determina el espesor requerido de relleno.

$$\text{Espesor del Relleno, } Z_u = M_u \times B$$

5.- Calcular del espesor del relleno cuando la superficie del terreno de fundación es reforzada con una geomalla.

- Utilizando Cargas de Rueda: se sigue el mismo procedimiento usado en el paso 4.- para determinar el espesor requerido de relleno reforzado, Z_r , reemplazando la capacidad de soporte permisible, q_u , por la del caso reforzado, q_r , en la ecuación:

$$Z_r = R / [[(1/(1 - q_r/p)^{0.67}) - 1]^{0.5}]$$

- Utilizando Cargas de Tractor o similar. se sigue el mismo procedimiento usado en paso 4.- para determinar el espesor requerido de relleno reforzado, Z_r , usando F_r y q_r para hallar M_r de la Figura 5.2.3.07 y reemplazando en la ecuación:

$$\text{Espesor de relleno reforzado, } Z_r = M_r \times B$$

6.- Verificar el esfuerzo de soporte del relleno (en algunos casos este relleno puede ser el cimientado o relleno para mejoramiento del terreno de fundación), $q_f =$

3.1 x cf; determinar si este es capaz de soportar las cargas de construcción (cf = esfuerzo de corte del relleno).

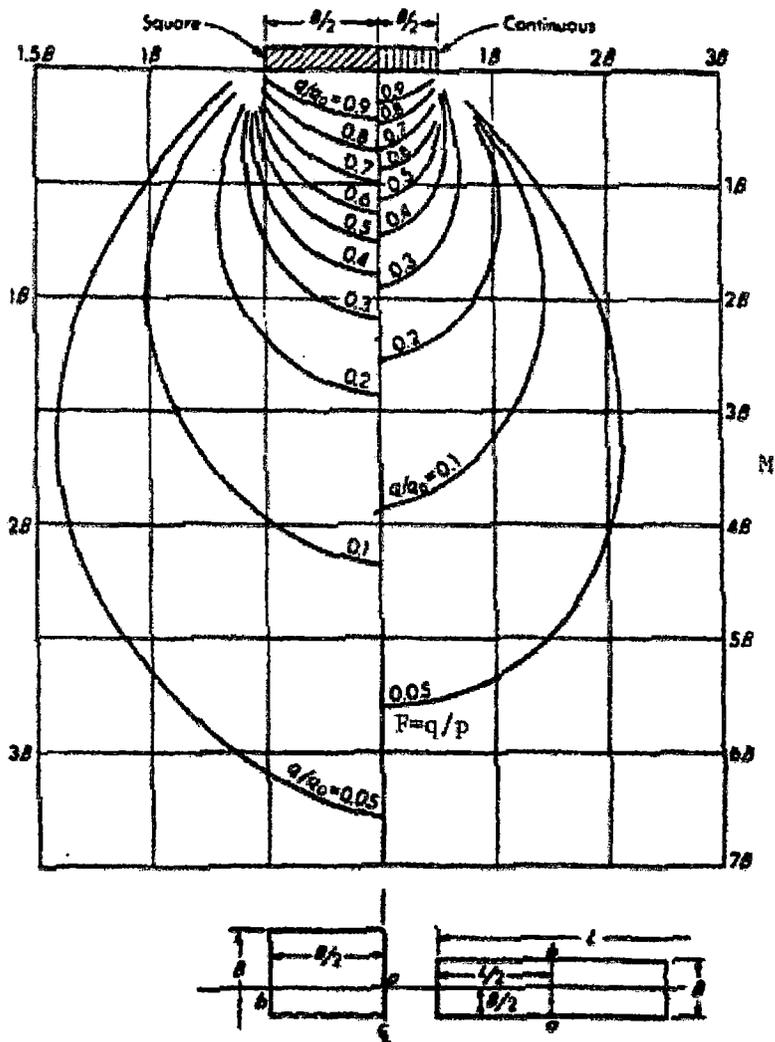


Figura 5.2.3.07 Isóbaras de Presión basadas en la Ecuación de Boussinesq para áreas cuadradas y rectangulares (Bowles, J.E. "Foundation Analysis and Design", 1977)

El esfuerzo de corte del relleno puede ser determinado por alguno de los métodos de ensayo mencionado en el paso 1, ó puede ser estimado usando las cartas de clasificación de suelos, típicas como la que se muestra en la Tabla 5.2.3.04 (Guía para estimar el CBR por medio de la clasificación de los suelos, Cuerpo de Ingenieros de los EEUU) y el valor correlativo que se da en Tabla 5.2.2.00.

Si el esfuerzo aplicado en la superficie del relleno es mayor que la del esfuerzo de soporte del relleno, será necesario usar un material de alta capacidad de soporte superior, sobre el relleno inicial. Si el esfuerzo de soporte, q_f , es suficiente, se prosigue con el paso 9.

Seleccionar un material de alta capacidad portante para colocarlo por encima del material de relleno inicial como parte del espesor de diseño total requerido, implica establecer un valor correlativo de CBR; como una regla práctica se tiene que el material debe tener un valor de CBR mayor que la presión de contacto dividido entre 10, ($CBR > p/10$), necesario para resistir una falla por corte, por efecto de las cargas impuestas.

7.- Determinar el espesor necesario del material de alta capacidad de soporte para prevenir fallas por capacidad de soporte del relleno.

Repetir, el paso 1.- hasta el paso 4.- sustituyendo el esfuerzo de corte del relleno inicial, c_u , en lugar del valor que corresponde al terreno de fundación, en la ecuación 1.

Es decir que la superficie superior del relleno inicial, conformado sobre el terreno de fundación funcionará como una nueva superficie de apoyo para las capas superiores.

8.- Restar el espesor de material de alta capacidad de soporte obtenido en el paso 7, de los espesores totales de relleno determinados en los pasos 4 y 5, para determinar los espesores requeridos de rellenos sin refuerzo y reforzado respectivamente. Los espesores requeridos del material de superficie permanecen iguales para ambos casos a menos que una segunda capa de geomalla sea

considerada en la interfase de agregado de relleno para reducir el espesor del relleno selecto superior.

TABLA 5.2.3.04 GUIA PARA ESTIMAR EL VALOR DE CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR) SEGÚN LA CLASIFICACION Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS (CUERPO DE INGENIEROS DE LOS EEUU)

CLASIFICACION PRINCIPAL (1)	DIVISION (2)	CLASIFICACION SUCS (3)	NOMBRE (4)	COMPORTAMIENTO COMO SUELO DE FUNDACION CUANDO ESTA SUJETO A ACCION DE HELADAS (5)	COMPORTAMIENTO COMO MATERIAL DE FIRME DIRECTAMENTE DEBAJO DE CARPETA ASFALTICA (6)	POTENCIAL CONTRA HELADAS (7)	COMPRESIBILIDAD Y EXPANSION (8)	DRENAJE (9)	EQUIPO DE COMPACTACION (10)	PESO SECO UNITARIO (kg/m ³) (11)	CBR % DE CAMPO (12)	MODULO "R" DE REACCION SUBRASANTE (kg/cm ³) (13)
SUELOS GRANULARES	GRAVAS Y SUELOS GRAVOSOS	GW	Gravas bien graduadas o mezclas de arena-grava. Con pocos o sin finos	Excelente	Bueno	Ninguno a Muy Bajo	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas, rodillo c/neumáticos. Rodillo c/plantas de hierro	2002 - 2242	60 - 80	300 - mas
		GP	Gravas mal graduadas o mezclas de arena-grava. Con pocos o sin finos	Bueno a Excelente	Pobre a Aceptable	Ninguno a Muy Bajo	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas, rodillo c/neumáticos. Rodillo c/plantas de hierro	1922 - 2082	35 - 60	300 - mas
		GU	Gravas o mezclas de arena-grava uniformemente Graduada	Bueno	Pobre	Ninguno a Muy Bajo	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas, rodillo c/neumáticos. Rodillo c/plantas de hierro	1842 - 2002	25 - 50	300 - mas
		GM	Gravas Limosas o Mezclas grava-arena-Limo	Bueno a Excelente	Aceptable a Bueno	Bajo a Medio	Muy Bajo	Aceptable a Pobre	Rodillo c/neumático. Rodillo de pata de cabra. Control Estricto de humedad	2082 - 2322	40 - 80	300 - mas
		GC	Gravas Arcillosas o Mezclas Grava-Arcilla	Bueno	Pobre	Bajo a Medio	Bajo	Pobre a Prácticamente Impenetrable	Rodillos c/neumáticos Rodillo de pata de cabra	1922 - 2242	20 - 40	6 - 8
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW	Arenas bien graduadas o arenas con gravas. Pocos o nada de finos	Bueno	Pobra	Ninguno a Muy Bajo	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas, rodillo c/neumáticos	1762 - 2082	20 - 40	6 - 8
		SP	Arenas mal graduadas o arenas con gravas. Pocos o nada de finos	Aceptable a Bueno	Pobre a No Apropiado	Ninguno a Muy Bajo	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas, rodillo c/neumáticos	1682 - 1922	15 - 25	6 - 8
		SU	Arena o Arena con limos, uniformemente Graduada	Aceptable a Bueno	No Apropiado	Ninguno a Muy Bajo	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas, rodillo c/neumáticos	1602 - 1842	10 - 20	6 - 8
		SM	Arenas limosas Mezclas de arena-limo	Bueno	Pobre	Bajo a Alto	Muy Bajo	Aceptable a Pobre	Rodillo c/neumático. Rodillo de pata de cabra. Control Estricto de humedad	1922 - 2162	20 - 40	6 - 8
		SC	Arena Arcillosa o Mezclas de arena Arcilla	Aceptable a Bueno	No Apropiado	Bajo a Alto	Bajo a Medio	Pobre a Prácticamente Impenetrable	Rodillo c/neumático. Rodillo de pata de cabra	1682 - 2082	10 - 20	6 - 8
SUELOS DE GRANO FINO	COMPRESIBILIDAD BAJA LL < 50	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas Limos limpios o arenas finas arcillosas o limos arenosos de baja plasticidad	Aceptable a Pobre	No Apropiado	Medio a Muy Alto	Bajo a Medio	Aceptable a Pobre	Rodillo c/neumático. Rodillo de pata de cabra. Control Estricto de humedad	1602 - 2002	5 - 15	3 - 6
		CL	Arcillas inorgánicas con débil o mediana plasticidad, arcillas con grava arenosas o limosas. Arcillas Magras	Aceptable a Pobre	No Apropiado	Medio a Alto	Medio	Prácticamente Impenetrable	Rodillo c/neumático. Rodillo de pata de cabra	1602 - 2002	5 - 15	3 - 6
		OL	Limos orgánicos y limo arcilloso con débil plasticidad	Pobre	No Apropiado	Medio a Alto	Medio a Alto	Pobre	Rodillo c/neumático. Rodillo de pata de cabra	1441 - 1682	4 - 8	3 - 6
	COMPRESIBILIDAD ALTA LL > 50	MH	Limos inorgánicos, suelos finos de mica o diatomeas, limos elásticos	Pobre	No Apropiado	Medio a Muy Alto	Alto	Aceptable a Pobre	Rodillo pata de cabra. Rodillo de neumáticos	1281 - 1602	4 - 8	3 - 6
		CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad, Arcillas Grasas	Pobre a Muy Pobre	No Apropiado	Medio	Alto	Prácticamente Impenetrable	Rodillo pata de cabra. Rodillo de neumáticos	1441 - 1762	3 - 5	1 - 3
		OH	Arcilla Orgánica Grasas, de media a alta plasticidad, Limos orgánicos	Pobre a Muy Pobre	No Apropiado	Medio	Alto	Prácticamente Impenetrable	Rodillo pata de cabra. Rodillo de neumáticos	1281 - 1682	3 - 5	1 - 3
Turbas y otros suelos orgánicos fibrosos		Pt	Turbas, Suelos altamente orgánicos	No Apropiado	No Apropiado	Bajo	Muy Alto	Aceptable a Pobre	Compactación Impracticable			

9.- Determinar las máximas cargas de construcción permisibles sobre cada relleno intermedio para prevenir alguna falla sobre el terreno de fundación, usando las ecuaciones:

$$p_a = q/[1-[1/(1+(R/z)^2)]^{3/2}]$$

$$P_a = p_a \times 3.14 \times R^2$$

5.3.0.00.- COMPARACION DE RESULTADOS EN DISEÑOS SIN REFUERZO Y DISEÑOS CON REFUERZO DE GEOMALLAS

En esta parte de la tesis se han seleccionado dos proyectos donde los terrenos de fundación mejorados y los pavimentos reforzados con geomallas proporcionan una alternativa para mejorar los diseños y conllevan a una optimización económica del proyecto. Así mismo, se puede comparar los diferentes métodos de diseño de pavimentos reforzados y sin refuerzo.

Se han elegido dos casos típicos en las regiones de sierra y selva, donde frecuentemente se tienen suelos de baja calidad y problemas de canteras, los que normalmente no se presentan en la costa del Perú.

5.3.1.00.- PROYECTO: "Carretera Iquitos – Nauta, Tramo IV"

5.3.1.01.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Esta obra completa comprende la construcción de 95.2 Km de longitud comprendido desde el empalme con la carretera al aeropuerto hasta el pueblo de Nauta. El presente estudio abarca la ejecución del tramo IV comprendido entre la ciudad de Nauta y el puente Itaya, que consta de 37 Km. De este tramo 12.5 Km (a partir del puente Itaya) se encuentran a nivel de asfaltado.

El Sector Nauta o tramo IV tiene una longitud de 37 Km; de los cuales 15 Km están trabajados a partir de Nauta, con trabajos de explanaciones, quedando pendiente la pavimentación, subdrenaje y drenaje; así como los trabajos de

reforestación con el fin de permitir la estabilidad de los taludes y el control de la erosión. El análisis del suelo del terreno de fundación, sobre el cual se proyectará el pavimento comprende el tramo desde el Km 0+000 al 24+500.

- **Ubicación.-** la Carretera Iquitos Nauta, se encuentra ubicada en el departamento de Loreto, provincia de Maynas. El Tramo IV, está ubicado entre el Puente Itaya y la localidad de Nauta, siendo el sector que comprende el presente estudio, el comprendido desde el Km 0+000 (localidad de Nauta) al Km 24+500.

- **Rasgos Principales:**
 - Ancho de Plataforma: 11.90m
 - Pista de Rodadura: 6.60m
 - Berma lateral derecha: 1.20m
 - Berma lateral izquierda: 1.20m

Estas características fueron definidas tomando en cuenta que la carretera Iquitos – Nauta estaba clasificada como de Segunda clase según las especificaciones peruanas.

En los primeros kilómetros ya ejecutados en este sector, se observa la mayor parte de taludes de cortes y rellenos erosionados provocados por las precipitaciones pluviales, fallas que también se observan en los otros sectores; siendo necesarios rehacerlos. En el sector Nauta la altura de los cortes son muy superiores a los de los otros tramos.

En este tramo se deberá tener cuidado en lo que respecta al drenaje superficial, debido a la gran sensibilidad del suelo (arcilloso) con respecto a las aguas de origen pluvial. Asimismo los taludes de corte y relleno deberán protegerse con el sembrío de vegetación apropiada.

- **Clima.-** el clima en la zona corresponde a Bosque húmedo – Tropical, donde la biotemperatura media anual es igual o mayor a 25.7°C y el promedio de precipitación total por año varía entre 1,916 y 4,000mm.

5.3.1.02.- CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS

Los suelos que constituyen el terreno de fundación son principalmente arcillas limosas (CL), arenas limosas (ML y MH) este último inapropiado como terreno de fundación.

Según el estudio de suelos el Valor de CBR del terreno de fundación está representado por los siguientes valores:

Calicata	Profundidad	Clasificación	CBR 95% MDS	IP (%)	Ubicación
C – 21	0 – 1.50	MH	2.0	25	21+000
C – 5	0 – 1.50	SM	6.5	1	5+760
C – 7	0 – 1.50	Cl	4.0	11	7+000

(Fuente: Estudio realizado por la 5ta Región Militar, Oficina de Control de Calidad – Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 24.04.2000)

Las canteras existentes más próximas a la zona del proyecto y consideradas por la calidad de sus materiales son las siguientes:

1.- CANTERA N°01 (CAHUIDE)

Esta cantera se ubica en el kilómetro 36+800 del tramo IV, Carretera Iquitos-Nauta. Su potencia total es de 100,000m³ y su uso está destinado a la conformación del cimiento, firme de arena, mortero asfáltico.

El tipo de material procede de un depósito coluvial. El material propio de esta cantera es de color blanco, constituido por una arena limosa (SM).

Para acceder a esta cantera se debe atravesar un camino de acceso que tiene una longitud de 1,400m.

2.- CANTERA N°02 (SARAGOSA I Y II)

Ubicada en el kilómetro 5+760 del tramo IV, Carretera Iquitos- Nauta. Su potencia total se divide en dos partes: la primera conformada por un estrato de 1.5m en promedio con una potencia parcial de 150,000m³; este material es una arena limosa de color beige rojizo con mayor presencia de finos que puede ser utilizada como mejorador del terreno de fundación o cimiento.

La segunda parte está conformada por un estrato de 2.0m en promedio con una potencia parcial para este segundo estrato de 200,000m³, este material es también una arena limosa de color blanco pero con menor presencia de finos que puede ser utilizada como firme de arena. Ambos estratos pertenecen a un depósito del tipo coluvial.

Para acceder a esta cantera se debe atravesar un camino de acceso que tiene una longitud de 300m.

3.- CANTERA N°03 (KM 33+500)

Ubicada en el kilómetro 33+500 del tramo IV, Carretera Iquitos- Nauta. Su potencia es de 50,000m³ y su uso está destinado a la conformación del cimiento. El material presente en esta cantera es una arena limosa de color rojizo que pertenece a un depósito coluvial.

Para acceder a esta cantera se debe atravesar un camino de acceso que tiene una longitud de 1000m.

4.- CANTERA N°04 (KM 36+000)

Ubicada en el kilómetro 36+000 del tramo IV, Carretera Iquitos- Nauta. Su potencia es de 50,000m³ y su uso está destinado a la conformación del cimiento. El material presente en esta cantera es un limo de baja plasticidad de color blanco que pertenece a un depósito coluvial.

Para acceder a esta cantera se debe atravesar un camino de acceso que tiene una longitud de 1000m.

En el Cuadro 5.3.1.02 se muestran las propiedades físicas del material correspondiente a cada cantera. En donde se aprecian la clasificación tanto para el sistema SUCS como para el sistema AASHTO, así mismo se observan los valores del California Bearing Ratio (CBR%), al 100% y 95% del valor de la Máxima Densidad Seca.

Cuadro 5.3.1.02
ANALISIS DE CANTERAS

Cantera → Ubicación →	Saragosa I 5+760		Saragosa II 5+760		KM 33+500 33+500		KM 36+000 36+000		Cahuide 36+800	
	Malla	% Reten.	% Pasa	% Reten.	% Pasa	% Reten.	% Pasa	% Reten.	% Pasa	% Reten.
N° 30	-	100	-	100	-	100	-	100	-	100
N° 40	1	99	5	95	1	99	1	99	1	99
N° 50	8	91	22	73	17	82	11	88	11	88
N° 80	25	66	32	41	25	57	12	76	12	76
N° 100	9	57	14	27	7	50	4	72	4	72
N° 200	17	40	10	17	10	40	22	50	22	50
	40	-	17	-	40	-	50	-	50	-
LL (%)	-		-		21		19		-	
IP (%)	NP		NP		3		1		NP	
SUCS	SM		SM		SM		ML		SM	
AASHTO	A-4 (1)		A-2-4 (0)		A-4 (1)		A-4 (3)		A-2-4 (0)	
Equivalente de Arena	19.8		27.9		11.1		21.4		19.5	
Sales Solub. Totales	0.022		0.0452		0.0387		0.0269		0.0221	
Cont. Materia Orgánica	Aceptable		Aceptable		Aceptable		Aceptable		Aceptable	
CBR (100% MDS)	24		24		13		11		27	
CBR (95% MDS)	11		11		6		5		12	
OCH (%)	11.9		11.9		13.3				11.7	

5.3.1.03.- ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Las alternativas de diseño que se analizan son dos, la primera es un diseño convencional del pavimento, según AASHTO 1993 o Instituto del Asfalto, en la cual se adoptan los parámetros naturales del suelo de fundación y de los materiales a ser utilizados en las capas granulares, aceptando las restricciones que pueden representar a la hora de establecer el dimensionamiento del pavimento. La segunda alternativa de diseño muestra las diferentes posibilidades de reforzar un pavimento, desde reforzar el terreno de fundación hasta reforzar la capa de firme, o combinar ambos métodos; con la finalidad de obtener un pavimento, que técnicamente sea igual o superior a un pavimento convencional, y que además represente un ahorro económico, así como una reducción en el impacto ambiental a través de menos explotación de canteras.

A.-) PRIMERA ALTERNATIVA DE DISEÑO “SIN APLICACIÓN DE GEOMALLAS”

En base a los trabajos de campo y de laboratorio, se calculan los espesores de la estructura del pavimento que deberá colocarse sobre el terreno de fundación, a fin de soportar las sollicitaciones vehiculares durante el Período de Diseño.

Para los diseños se han empleado las metodologías AASHTO Guide for Design of Pavements Structures, de 1993 publicada por la American Association of State Highway and Transportation Oficial y el Manual de Diseño de Espesores para Pavimentos Asfálticos MS-1, del Instituto del Asfalto, 1991.

A.1.-) METODO AASHTO 1993

PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros para el diseño de los espesores del pavimento son:

1.- Tránsito, EAL

Expresado en número de repeticiones de carga por Eje Equivalente a 18,000 libras (8.2 Ton), que circulará por la vía durante el Periodo de Diseño, adoptado como de 10 años.

Del análisis de tránsito efectuado, se obtiene un Número de Ejes Equivalentes Acumulados de 1.50×10^5 para diez años contados a partir del año 2,001, en que se estima entrarán las obras en servicio.

2.- Confiabilidad, R

Es un parámetro importante que toma en cuenta las variaciones en las predicciones del tráfico y del comportamiento del pavimento durante el Período de Diseño, proporcionando un nivel de confianza de que las secciones del pavimento sobrevivirán. En este caso, se adopta una Confiabilidad (R) del 80%, correspondiente al rango en Vías Rurales con clasificación funcional de Arterias Principales y Colectoras.

3.- Desviación Estandar Total, So

La Guía considera los casos en que se tome en cuenta la variación del tráfico futuro (0.49 para pavimentos flexibles), en que no se tome en cuenta esta variación (0.44 para pavimentos flexibles) y el rango obtenido de la carretera experimental AASHTO (0.40 – 0.50 para pavimentos flexibles). En este caso se adoptará un valor de 0.45.

4.- Pérdida de Serviciabilidad, (Δ PSI)

La Guía AASHTO recomienda usar para los pavimentos flexibles en carretera con una clasificación menor a la de autopistas, una Serviciabilidad Inicial P_o , de 4.2 y

una Serviciabilidad Terminal Pt, de 2.0. Luego, la Pérdida de Serviciabilidad es $\Delta PSI=2.2$.

5.- Resistencia del Terreno de Fundación (Módulo Resiliente, Mr)

Del Estudio de Suelos efectuado, se obtiene un CBR de diseño del terreno de fundación de 2.0%. La Guía AASHTO considera que la relación entre el Módulo Resiliente y el CBR, está dada por la expresión:

Para $CBR < 7.2$ $Mr = 1,500 \text{ CBR (psi)}$

Así, para un CBR de 2.0%, el Mr de diseño es igual a 3,000 psi ó 20,600 Kpa.

6.- Número Estructural, SN

Para el cálculo del Número Estructural se ha utilizado la ecuación de solución de diseño según AASHTO de 1993, cuyo cálculo se muestra en la Hoja de Cálculo N° A.01.

La expresión que relaciona el número estructural con los espesores de capa del pavimento es la siguiente:

$$SN = 3.21 = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$$

Donde:

a_1, a_2 y a_3 (/pulg): Coeficientes Estructurales de capa. En este caso, en que los materiales de la región carecen de agregados gruesos, se han considerado los siguientes coeficientes de capa:

- a_1 (Revest. Asfáltico de Mortero Asfáltico) : 0.27 / pulg \leftrightarrow 0.106 / cm
- a_2 (Firme de Arena, CBR_{min}=24%) : 0.08 / pulg \leftrightarrow 0.031 / cm
- a_3 (Mej. de Terr. de Fund., CBR_{min}10%) : 0.08 / pulg \leftrightarrow 0.031 / cm

m_2 y m_3 : Coeficientes de Drenaje. Considerando una calidad de drenaje como aceptable se tiene factores entre 1.00 a 0.80, además se prevé un rango de porcentajes de tiempo entre 5% y 25% para el cual el

pavimento estará expuesto a drenajes próximos a la saturación; durante el año.

- m_2 (Firme Arenosa) : 0.90
- m_3 (Mejoramiento de T. Fundación) : 0.90

D_1, D_2, D_3 : Espesores de Capa

ALTERNATIVA DE DISEÑO 01

TESIS : Optimización de Costos en carreteras Aplicando el Sistema de Refuerzo con Geomallas
 CARRETERA : Iquitos - Nauta
 TRAMO : IV - Km 0+000 a Km 24+500
 FECHA : Agosto del 2,001

DISEÑO DE PAVIMENTOS METODO AASHTO 1,993

(PAVIMENTOS FLEXIBLES)

TRANSITO EAL	R (%)	ZR	So	MR	Po	Pt	Δ PSI	SN
--------------	-------	----	----	----	----	----	-------	----

1.50E+05 (Calculado)	80	-0.841	0.450	3000.00	4.2	2.0	2.2	3.21 (requerido)
-------------------------	----	--------	-------	---------	-----	-----	-----	---------------------

LEYENDA :

CAPA	ESPESOR Di	COEFICIENTE ESTRUCTURAL ai	COEFICIENTE de DRENAJE mi	NUMERO ESTRUCTURAL
	(cm.)			
Carpeta Asfáltica	10.0	0.106	1.000	1.063
Base	25.0	0.031	0.900	0.709
Sub-base	0.0	0.000	0.000	0.000
Mejoramiento de Subra.	55.0	0.031	0.900	1.559
Total	90			3.331 (adoptado)

- n** Período de diseño = 10 AÑOS
- R** Nivel de Seguridad para Arterias y/o Carreteras Principales
- ZR** Desviación standard Normal
- So** Desviación standard para Pavimentos Flexibles
- MR** Módulo de Resiliencia efectivo del Material de Fundación (psi)
- Po** Serviciabilidad Inicial
- Pt** Serviciabilidad final
- Δ PSI** Variación Total del Índice de Serviciabilidad
- SN** Número Estructural
- EAL** Aplicaciones de Ejes Simples de Carga Equivalente

Espesores Mínimos

EAL	Concreto Asfáltico		Base Granular	
	cm	pulg	cm	pulg
Menores de $5,0 \times 10^4$	2,54 ó TSA	1,0 ó TSA	10.16	4.0
$5,0 \times 10^4 - 1,5 \times 10^5$	5.08	2.0	10.16	4.0
$1,5 \times 10^5 - 5,0 \times 10^5$	6.35	2.5	10.16	4.0
$5,0 \times 10^5 - 2,0 \times 10^6$	7.62	3.0	15.24	6.0
$2,0 \times 10^6 - 7,0 \times 10^6$	8.89	3.5	15.24	6.0
Mayores de $7,0 \times 10^6$	10.16	4.0	15.24	6.0

ECUACION DE SOLUCION AASHTO:

$$\log_{10}(W18) = ZR(So) + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \log_{10}(\Delta PSI / (4.2 - 1.5)) + 2.32 \times \log_{10}(MR) - 8.07$$

$$0.40 + 1094 / (SN+1)^{5.19}$$

W18=EAL

ESPEORES DE PAVIMENTO, TRAMO IV

KM 0+000 – KM 24+500

DISEÑO 01

CAPA	ESPESOR Di (cm)	COEFICIENTE ESTRUCTURAL a_i (/ cm)	COEFICIENTE DE DRENAJE m_i	NUMERO ESTRUCTURAL
Revestimiento Asfáltico	10.0	0.106	-	1.063
Firme	25.0	0.031	0.90	0.709
Cimiento	-	-	-	-
Mejoram. de T. Fundac.	55.0	0.031	0.90	1.559
Total	90.00			3.331

A.2.-) METODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO

El tipo de estructura de pavimento es un Pavimento Asfáltico de Resistencia Profunda, considerando cimiento, firme, y concreto asfáltico como revestimiento superficial.

Para aplicar esta metodología se necesita definir los siguientes parámetros:

1.- Módulo Resiliente del Terreno de Fundación (Mr)

Esta metodología permite evaluar el Módulo Resiliente del terreno de fundación mediante la misma correlación con el CBR, usada por la AASHTO, por lo tanto se tiene:

Para $CBR < 7.2$ $Mr = 1,500 \text{ CBR (psi)}$

Luego para $CBR = 2\%$:

$$Mr = 1,500 \times 2 = 3,000 \text{ psi} = 20,6 \text{ Mpa}$$

2.- Tránsito, EAL

El valor del número de repeticiones para cargas de ejes simples equivalentes a 18,000 lb es el siguiente:

$$EAL = 1.5 \times 10^5$$

3.- Temperatura Media Anual, T °C

Según el dato estadístico obtenido del estudio definitivo este valor es como sigue:

$$T \text{ °C} \Rightarrow 25.7 \text{ °C}$$

Considerando un Pavimento Asfáltico con revestimiento de concreto asfáltico sobre un firme granular no tratado y haciendo uso de la Carta A-18 (Ver Sección 5.1.2.03) se tiene el siguiente espesor de revestimiento:

$$D1 = 150 \text{ mm}$$

Además los espesores del firme y cimiento no tratados son:

$$D2 = 150 \text{ mm (Firme)}$$

$$D3 = 150 \text{ mm (Cimiento)}$$

Sin embargo esta estructura de pavimento considera materiales granulares para agregados del firme y cimiento, y un concreto asfáltico como capa de revestimiento, con las características descritas en la sección 5.1.2.00, las cuales son totalmente diferentes a las que se presentan en la Carretera Iquitos Nauta. Luego es necesario realizar una equivalencia entre la estructura de pavimento hallada con este procedimiento y una estructura que considere los parámetros de resistencia reales haciendo uso de sus números estructurales.

SN1 (estructura patrón) = SN2 (estructura que considera materiales de la zona)

PAVIMENTO ASFÁLTICO PATRON SEGÚN INSTITUTO DEL ASFALTO

CAPA	CARACTERISTICA	ESPESOR cm (Pulg)	COEFICIENTE ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE DRENAJE	NUMERO ESTRUCTURAL
Revestimiento	Concreto asfáltico	15.0 (6.0)	0.42	-	2.520
Firme	CBRmin = 80%	15.0 (6.0)	0.14	0.90	0.756
Cimiento	CBRmin = 20%	15.0 (6.0)	0.10	0.90	0.540
TOTAL					3.816

PAVIMENTO EQUIVALENTE AL PATRON PARA LAS CONDICIONES REALES

CAPA	CARACTERISTICA	ESPESOR cm (Pulg)	COEFICIENTE ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE DRENAJE	NUMERO ESTRUCTURAL
Revestimiento	Mortero asfáltico	15.0 (6.0)	0.27	-	1.62
Firme	CBRmin = 25%	30.0 (12.0)	0.08	0.90	0.864
Cimiento	CBRmin = 10%	50.0 (20.0)	0.08	0.90	1.44
TOTAL					3.924

Nota: El Número Estructural del Pavimento Patrón, considera los materiales de agregados que utiliza el Instituto del Asfalto en la elaboración de sus ábacos de diseño

A.3.-) METODO DEL INSTITUTO RODOVIARIA DEL BRASIL

El procedimiento propuesto por el Instituto Rodoviaria del Brasil, será aplicado al diseño del pavimento de la Carretera Iquitos – Nauta, Tramo IV. Este método servirá para modelar una estructura de pavimento asfáltico, así como para verificar los esfuerzos que se originan en cada una de las capas del pavimento, para una condición que no sobrepasen los esfuerzos permisibles. A diferencia del método AASHTO e Instituto del Asfalto, este método aplica la teoría de esfuerzos desarrollada por Boussinesq y admite varias hipótesis, mas no representa un método semiempírico, es decir basado en experiencias obtenidas en pruebas a escala natural y a través del monitoreo de pavimentos en carreteras de prueba.

1.- NUMERO DE OPERACIONES "N"

El método considera una carga patrón por eje simple de 10Tn, luego se deberá determinar en número de operaciones "N" ó número de repeticiones de la carga patrón para el período de diseño, el cual se puede ser estimado con la siguiente relación:

$$N = n \times FC \times FE \times FF$$

Donde:

n: Número de pasadas totales para todos los tipos de vehículos

FC: Factor de Carga

FE: Factor de Eje

FF: Factor de Falla

Factor de Carga (FC).- es un factor que permite obtener una equivalencia de ejes simples de 10Tn, para todos los tipos y valores de pesos de los ejes considerados en la proyección del tráfico, de esta manera se transforma un número de pasadas determinado de ejes a números de pasadas de ejes con peso igual a la carga patrón (10Tn).

Factor de Eje (FE).- es un factor que establece un número promedio ponderado del número de ejes de los vehículos considerados en la proyección del tráfico.

Factor de Falla (FF).- representa el porcentaje de número de pasadas totales antes de que ocurra la falla del pavimento.

La Cuadro 5.3.1.03 muestra el cálculo de N, para los datos de tráfico proyectado para el período de diseño de 10 años. Donde se obtiene:

$$N = 1.7 \times 10^5$$

2.- VALOR DE CALIFORNIA BEARING RATIO MINIMO (CBRmin) DEL FIRME

De la Figura 5.1.3.03 se tiene:

$$\text{Para } N = 1.7 \times 10^5 \qquad \text{CBRmin} = 45$$

Sin embargo según el estudio de suelos se tiene:

$$\text{CBRmin (Firme)} = 25$$

TABLA 5.3.1.03
DETERMINACION DEL NUMERO DE OPERACIONES (N), PERIODO DE DISEÑO: 10 AÑOS

TIPO DE VEHICULO	IMD	TASA CREC.	FACTOR CREC.	Nº PASADAS Y CARGA POR EJE (TN)								SUBTOTAL DE PASADAS	%
				EJE SIMPLE 01		EJE SIMPLE 02		EJE SIMPLE 03		EJE DOBLE			
Omnibus	7	4%	12.006	15,338	4	15,338	10					30,676	21.21%
Cam. 2 ejes	14	4%	12.006	30,676	4					30,676	16	61,351	42.42%
Cam. 3 ejes	5	4%	12.006	10,956	4	10,956	10	10,956	10			32,867	22.73%
Articulados	3	4%	12.006	6,573	4	6,573	10			6,573	16	19,720	13.64%
TOTAL				63,542		32,867		10,956		37,249		144,614	100%

FACTOR DE CARGA (FC):

CARGA	Nº PASADAS	FACTOR DE EQUIVALENCIA	EQUIVALENCIA OPERACIONES (10TN)
4 TN/EJES SIMPLES	63,542	0.008	508.34
10 TN/EJES SIMPLES	43,822	1.000	43,822.29
16 TN/EJES DOBLES	37,249	1.200	44,698.74
	144,614 ← (B)		89,029.37 ← (A)

Nota: Para el cálculo del factor de equivalencia se hace uso de la Figura 5.13.05

$$FC=(A)/(B)= 0.616$$

FACTOR DE EJE (FE):

- Vehículos de 2 ejes: 63.64%
- Vehículos de 3 ejes: 36.36%

$$FE = 2 \times 0.6364 + 3 \times 0.3636 = 2.37$$

FACTOR DE FALLA (FF):

$$FF = 0.8$$

NUMERO DE OPERACIONES (EJES DE 10TN):

$$N = N' \times FC \times FE \times FF = 144,614 \times 0.616 \times 2.37 \times 0.80 = 1.7E+05$$

3.- ESPESORES DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO

- Espesor Total del Pavimento:

$$CBR_{\text{terreno de fundación}} = 2\%$$

De la Figura 5.3.1.06 se tiene:

$$e_{\text{total}} = 95\text{cm}$$

- Espesor para mejoramiento del Terreno de Fundación:

$$CBR_{\text{mejoramiento}} = 10\%$$

De la Figura 5.3.1.06 se tiene:

$$e_{\text{mejoramiento}} = 38\text{cm}$$

- Espesor del revestimiento de superficie asfáltica:

De la Figura 5.3.1.04 se tiene:

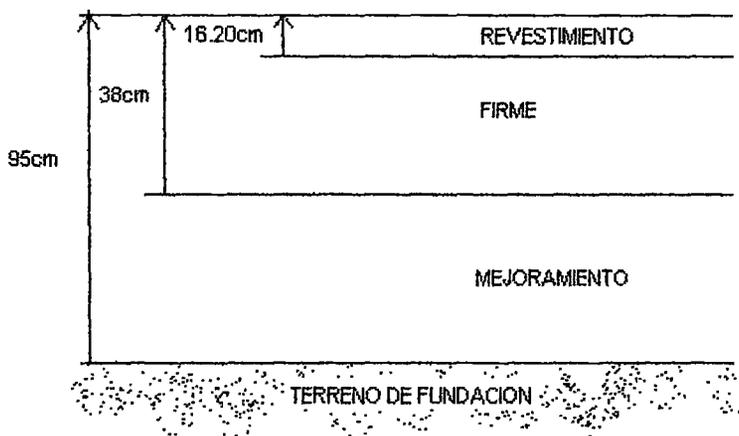
$$\text{Para } N = 1.7 \times 10^5 \quad e_{\text{revestimiento}} = 0\text{cm}$$

Lo que indica que no es necesario una capa de revestimiento para este nivel de tráfico. La función del revestimiento además de proporcionar una capa de alta calidad para la transmisión de esfuerzos provee un revestimiento de rodadura que optimiza la serviciabilidad e impermeabiliza en parte las capas subyacentes granulares, por lo tanto se tomará el siguiente espesor de revestimiento:

$$e_{\text{revestimiento}} = 7.5\text{cm}$$

Transformando el espesor de 7.5cm de revestimiento en espesor de material granular con CBR = 25%, y teniendo en cuenta que el módulo de elasticidad del revestimiento de mortero asfáltico es 180,000 psi ó 12,600 kg/cm² y del material granular para firme igual a 18,000 psi ó 1,260 kg/cm². (Estos valores han sido estimados de las cartas de diseño presentadas en las figuras .1.2.02.a y 5.1.2.02.b)

$$e_{\text{equi}} = 7.5 (12,600 / 1,260)^{1/3} = 16.20\text{cm}$$



Luego el espesor de firme será:

$$38 - 16.20 = 21.80 \text{ cm}$$

$$e_{\text{firme}} = 25 \text{ cm}$$

El espesor del material con CBR igual a 25% será:

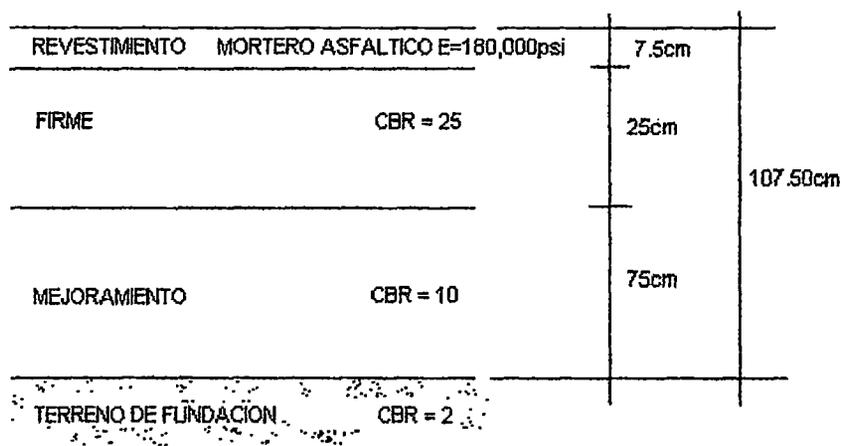
$$16.20 + 25 = 41.20 \text{ cm}$$

El espesor final de mejoramiento será:

$$95\text{cm} - 41.20\text{cm} = 53.80 \text{ cm}$$

$$e_{\text{mejoramiento}} = 53.80 \times (25/10)^{1/3} = 75 \text{ cm}$$

El esquema siguiente representa la estructura del pavimento final:



En esta primera alternativa de diseño se muestran tres diferentes métodos de diseño, de las cuales el diseño final será el correspondiente al método AASHTO, el cual utiliza variables de diseño que se acomodan mejor a nuestra realidad, es decir permite realizar un diseño adoptando las restricciones que impone la naturaleza tales como materiales de cimiento, firme propios de la zona, aún cuando estos tengan una baja calidad. El Método del Instituto Rodoviario del Brasil, demuestra que los espesores determinados con la metodología AASHTO son suficientes como para soportar los niveles de esfuerzos a los que estará expuesto el pavimento, sin embargo como se ha podido observar en el proceso de diseño, considera que para el número de repeticiones de la carga patrón (10Tn) no requiere de un revestimiento asfáltico; hecho que demuestra que el método es un procedimiento teórico más toma en cuenta experiencias o pruebas en pavimentos reales, que son muy importantes para poder predecir un buen comportamiento estructural confiable del pavimento.

B.-) SEGUNDA ALTERNATIVA DE DISEÑO “APLICACIÓN DE LAS GEOMALLAS”

El uso de las geomallas en casos donde se requiera un mejoramiento del terreno de fundación o aumento de su capacidad de soporte es recomendado en general para suelos cuyo valor de CBR es menor que 3. Este mejoramiento del terreno de

fundación ofrece una disminución de los espesores de rellenos para estabilizar el terreno de fundación, sobre terrenos de baja capacidad de soporte, aceptando las propiedades originales o naturales de resistencia del terreno de fundación que representen alguna limitación o restricción para cimentar un pavimento.

Esta segunda alternativa de diseño consiste en mejorar el terreno de fundación con una capa de cemento o relleno primario reforzado con geomalla, para luego realizar un diseño del pavimento flexible que tendrá como nueva superficie de apoyo la parte superior del cemento inicial reforzada.

- MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION CON GEOMALLA BX1100

1.- Cálculo del esfuerzo de corte sin drenaje C_u del terreno de fundación.

De la Tabla 5.2.2.00: $CBR = 2.00$ ($1.6 < CBR < 3.2$)

$$C_u \text{ (psi)} = 8.00$$

2.- Esfuerzos Portantes Permisibles:

$$q_u = N_u \times C_u = 3.1 \times 8.00 = 24.80 \text{ psi (Sin Refuerzo)}$$

$$q_r = N_r \times C_u = 6.2 \times 8.00 = 49.60 \text{ psi (Con refuerzo)}$$

3.- Cálculo del Radio Aparente de Contacto.

Según "Normas de Pesos y Dimensiones de Vehículos para la circulación en las Carreteras de la Red Vial Nacional" la carretera es del tipo B (velocidad directriz entre 30 y 50Km/hr). Esta norma proporciona los límites de pesos brutos máximos en las carreteras B que indican el siguiente peso máximo por eje o conjunto de ejes.

LIMITES DE PESOS BRUTOS MÁXIMOS EN LAS CARRETERAS A Y B

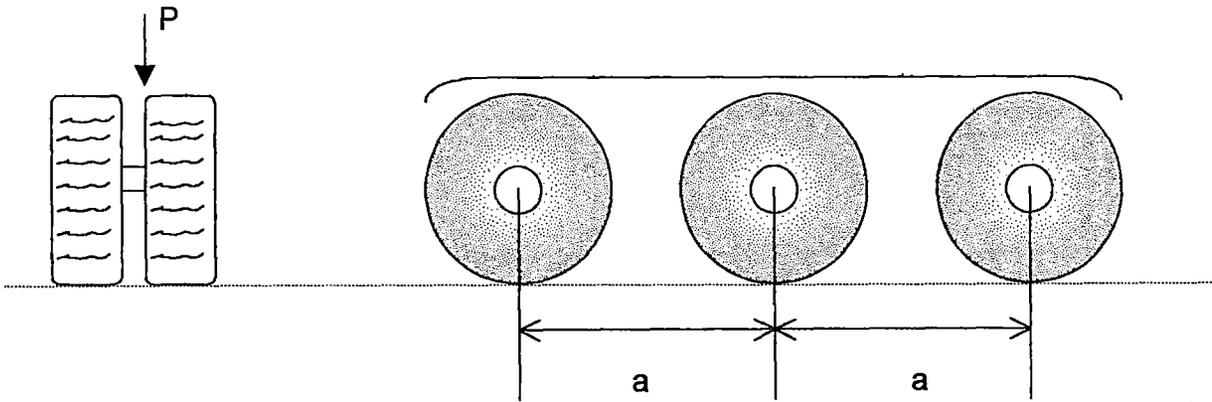
PESOS MÁXIMOS POR EJE O CONJUNTO DE EJES			
EJE	NEUMATICOS	CARRETERAS	
		A KG	B KG
SIMPLE	02	6,000	4,000
SIMPLE	04	11,000	10,000
DOBLE (TANDEM)	06	15,000	12,000
DOBLE (TANDEM)	08	18,000	16,000
DOBLE (NO TANDEM)	08	16,000	14,000
TRIPLE (TRIDEM)	10	23,000	20,000
TRIPLE (TRIDEM)	12	25,000	22,000

(De Normas de Pesos y Dimensiones de vehículos para la circulación en las Carreteras de la Red Vial Nacional - MTC, Diario El Peruano 06-11-95)

- Análisis para Eje Tridem:

Eje	Neumáticos	Peso Máximo (Kg)
Eje Triple (Tridem)	12	22,000

Rango de Dimensiones para Eje Triple: (Según Norma Peruana)



Para eje Triple (Tridem): $2.40m < 2a < 3.60m$

$$P = \text{Peso Máximo} / 6 = 22,000 / 6 = 3,666.7 \text{ Kg} = 8,083.6 \text{ lb}$$

La presión se calcula de la siguiente manera:

Asumiendo una presión de inflado $p = 100 \text{ lb/pulg}^2$

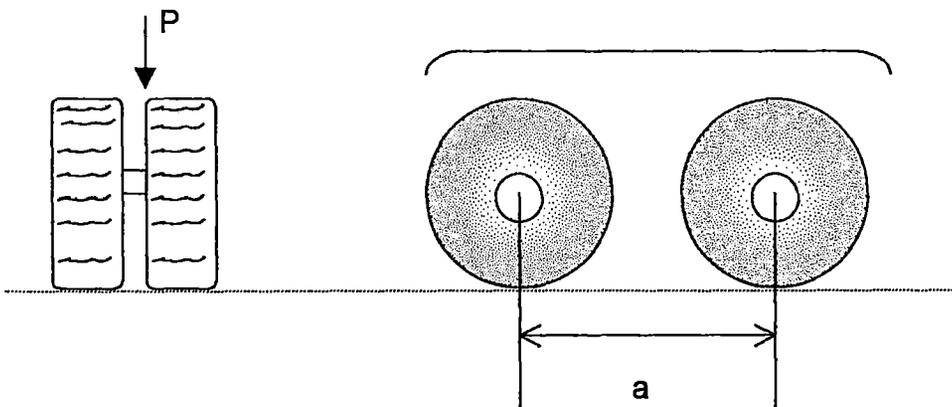
Luego el radio de contacto será:

$$R = (8,083.6 / (3.14) (100))^{0.5} = 5.07''$$

- Análisis para Eje Tandem:

Eje	Neumáticos	Peso Máximo (Kg)
Eje Doble (Tandem)	8	16,000

Rango de Dimensiones para Eje Tandem: (Según Norma Peruana)



Para eje Doble (Tandem): $1.20m < a < 2.40m$

$$P = \text{Peso Máximo} / 4 = 16,000 / 4 = 4,000 \text{ Kg} = 8,818.48 \text{ lb}$$

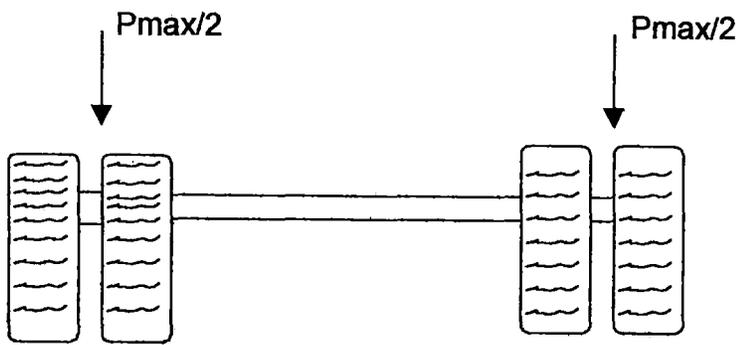
Asumiendo una presión de inflado $p = 80 \text{ lb/pulg}^2$

Luego el radio de contacto sera:

$$R = (8,818.48 / (3.14) (80))^{0.5} = 5.92''$$

- Análisis para Eje Simple:

Eje	Neumáticos	Peso Máximo (Kg)
Eje Simple	04	10,000



“EJE SIMPLE CON CUATRO LLANTAS”

En este caso la carga de diseño es 5,000Kg (11,023 lb) y la presión de contacto será la misma que la presión de inflado de llanta la cual será estimada en un valor promedio de 80 psi.

El radio aparente de contacto se calcula como sigue:

$$R = (11,023 / (3.14) (80))^{0.5} = 6.62''$$

4.- Cálculo del espesor del cimiento o relleno sin refuerzo, Z_u , para prevenir la falla por capacidad portante del suelo del terreno de fundación.

$$Z_u = 6.62 / ((1 / (1 - 24.80 / 80)^{0.67}) - 1)^{0.5} = 12.46''$$

$$Z_u = 12.50''$$

5.- Cálculo del espesor de relleno reforzado con geomalla, Z_r .

$$Z_r = 6.62 / ((1 / (1 - 49.60 / 80)^{0.67}) - 1)^{0.5} = 6.93''$$

$$Z_r = 7.0''$$

6.- Comparación entre el esfuerzo portante del relleno con la presión aplicada por los vehículos. El cimiento reforzado o relleno reforzado con geomalla será del mismo material de mejoramiento del terreno de fundación considerado en la alternativa de diseño uno, por lo tanto se asumirá un CBR mínimo de 10%.

CBR de Relleno Inicial sobre la geomalla: 10%

Luego de la Tabla N° 5.2.2.00: $C_f = 43.23 \text{ psi}$

$q_f = 3.1 \times 43.23 = 134.01 \text{ psi} > p = 80 \text{ psi}$

Lo que significa que no es necesario la colocación de un relleno de material de mejor calidad sobre el primer relleno para soportar cargas de construcción.

7.- Cálculo de las cargas de diseño máximas permisibles (P_a) sobre el cimiento para prevenir una falla en la superficie del terreno de fundación.

❖ Relleno sin refuerzo: $q_u = 24.80 \text{ psi}$

$p_a = 24.80 / (1 - (1 / (1 + (6.62 / 12.5)^2))^{3/2}) = 80.04 \text{ psi}$

$P_a = 80.04 \times 3.14 \times (6.62)^2 = 11,013.98 \text{ lb}$

❖ Relleno con refuerzo: $q_r = 49.60 \text{ psi}$

$p_a = 49.60 / (1 - (1 / (1 + (6.62 / 7)^2))^{3/2}) = 80.46 \text{ psi}$

$P_a = 163.19 \times 3.14 \times (6.62)^2 = 11,071.99 \text{ lb}$

- DISEÑO DEL PAVIMENTO SEGÚN AASHTO, 1993

En esta parte del diseño se considera la nueva superficie de apoyo (subrasante) mejorada como la parte superior del relleno inicial reforzado, como punto de partida para la aplicación de la metodología AASHTO, 1993 y de esta forma poder determinar los espesores de capa del pavimento flexible.

1.- Resistencia del Terreno de Fundación Mejorada (Módulo Resiliente, M_r)

El valor del Módulo Resiliente de la nueva superficie de apoyo también es calculado a partir de las correlaciones entre este valor y el CBR. El CBR de la primera capa de cimiento (reforzada con geomalla) debe evaluarse mediante ensayos in-situ y de laboratorio sobre muestras inalteradas (para comprobar los resultados de los ensayos de campo), en las cuales, las muestras deben ser

ensayadas con su humedad natural y en condición saturada, para estudiar la posibilidad de utilizar una geomalla mas funcional con los suelos saturados (CBR<<1%). El factor de mejoramiento del CBR de la nueva superficie de apoyo en promedio es de 10 veces el CBR del suelo sin mejorar, según las experiencias de campo que se tienen en diferentes proyectos. En el caso analizado inicialmente se tiene un CBR del terreno de fundación de 2%, y para el caso del terreno de fundación mejorado con geomalla se tomará un valor conservador de 10%; el cual tendrá que ser verificado en campo y mediante pruebas de laboratorio.

$M_r(\text{psi})=1,500 \cdot \text{CBR}$ para $\text{CBR} \leq 7.2\%$

$M_r = 15,000 \text{ psi}$

PARAMETROS DE DISEÑO 02

(Terreno de Fundación Mejorada con Geomallas BX1100

Carretera Iquitos – Nauta, Tramo IV)

PARAMETROS	TRAMO IV
Modulo de Resilencia del T. de Fundación (psi)	15,000
Período de Diseño	10
Tráfico EAL (10 años)	1.50×10^5
Factor de Confiabilidad R	0.80
Desviación Estandar So	0.45
Indice de serviciabilidad Inicial	4.2
Indice de serviciabilidad Final	2.0
Pérdida de serviciabilidad ΔPSI	2.2

2.- Número Estructural, SN

Para el cálculo del Número Estructural se ha utilizado la ecuación de diseño cuyo cálculo se muestra en la Hoja de Cálculo N° A.02.

La expresión que relaciona el número estructural con los espesores de capa del pavimento es la siguiente:

$$SN=1.78=a_1D_1 + a_2m_2D_2 + a_3m_3D_3$$

ALTERNATIVA DE DISEÑO 02

CARRETERA : Optimización de Costos en carreteras Aplicando el Sistema de Refuerzo con Geomallas
 CARRETERA : Iquitos - Nauta
 TRAMO : IV - Km 0+000 a Km 24+500
 FECHA : Agosto del 2,001

DISEÑO DE PAVIMENTOS METODO AASHTO 1,993

(PAVIMENTOS FLEXIBLES)

TRANSITO EAL	R (%)	ZR	So	MR	Po	Pt	Δ PSI	SN
1.52E+05	80	-0.841	0.450	15000.00	4.2	2.0	2.2	1.78
(Calculado)								(requerido)

LEYENDA :

CAPA	ESPESOR Di	COEFICIENTE ESTRUCTURAL	COEFICIENTE de DRENAJE	NUMERO ESTRUCTURAL
	(cm.)	ai	mi	
Carpeta Asfáltica	7.5	0.106	1.000	0.797
Base	20.0	0.031	0.900	0.567
Sub-base	17.0	0.031	0.900	0.482
Mejoramiento de Subra.				
Total	44.5			1.846

- n** Período de diseño = 10 AÑOS
- R** Nivel de Seguridad para Arterias y/o Carreteras Principales
- ZR** Desviación standard Normal
- So** Desviación standard para Pavimentos Flexibles
- MR** Módulo de Resiliencia efectivo del Material de Fundación (psi)
- Po** Serviciabilidad inicial
- Pt** Serviciabilidad final
- Δ PSI** Variación Total del Índice de Serviciabilidad
- SN** Número Estructural
- EAL** Aplicaciones de Ejes Simples de Carga Equivalente

(adoptado)

Espesores Mínimos

EAL	Concreto Asfáltico		Base Granular	
	cm	pulg	cm	pulg
Menores de $5,0 \times 10^4$	2,54 ó TSA	1,0 ó TSA	10.16	4.0
$5,0 \times 10^4 - 1,5 \times 10^5$	5.08	2.0	10.16	4.0
$1,5 \times 10^5 - 5,0 \times 10^5$	6.35	2.5	10.16	4.0
$5,0 \times 10^5 - 2,0 \times 10^6$	7.62	3.0	15.24	6.0
$2,0 \times 10^6 - 7,0 \times 10^6$	8.89	3.5	15.24	6.0
Mayores de $7,0 \times 10^6$	10.16	4.0	15.24	6.0

ECUACION DE SOLUCION AASHTO:

$$\log_{10} (W18) = ZR (So) + 9.36 \times \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} (\Delta PSI / (4.2 - 1.5)) + 2.32 \times \log_{10} (MR) - 8.07}{0.40 + 1094 / (SN+1)^{5.19}}$$

W18=EAL

ESPEORES DE PAVIMENTO, TRAMO IV

KM 0+000 – KM 24+500

DISEÑO 02

CAPA	ESPEOR D _i (cm)	COEFICIENTE ESTRUCTURAL a _i (/ cm)	COEFICIENTE DE DRENAJE m _i	NUMERO ESTRUCTURAL
Revestimiento Asfáltico	7.5	0.106	-	0.797
Firme	20.0	0.031	0.90	0.567
Cimiento	17.0	0.031	0.90	0.482
Mejor. De T. Fundac.	-	-	-	-
Total	43.50			1.846

* Refuerzo con Geomalla BX1100 entre el terreno de fundación y pavimento, además el espesor total de cimiento es 17 cm mas 18 cm (7") de mejoramiento inicial, es decir el espesor final de esta capa será 35cm.

C.-) TERCERA ALTERNATIVA DE DISEÑO

Esta tercera alternativa de diseño consiste en reforzar la capa de Firme con una geomalla BX1100, considerando en primera instancia un cimiento o capa de mejoramiento de 24 pulgadas, la misma que fue determinada en la alternativa de diseño uno. (Sin aplicar el mejoramiento del terreno de fundación con geomallas)

La ubicación de la geomalla recomendable, cuando el espesor del firme supera las 14" es el centro del espesor total del firme; en este caso la geomalla se emplazará sobre la capa de cimiento de 24" y se tomará como superficie de cimentación para la estructura total del pavimento el terreno de fundación, con CBR igual a 2%.

La finalidad de reforzar el Firme del pavimento es aumentar la capacidad estructural del pavimento, lo que conllevará a una disminución de los espesores de capa de Firme y/o Revestimiento asfáltico.

1.- Tránsito, EAL

Partiendo del tránsito inicial se determinará cual es el tránsito o valor de EAL mejorado como consecuencia del refuerzo del Firme. Primero se debe fijar un

valor de TBR el cual será función del tipo de geomalla, la profundidad a la cual se ubica la geomalla y la deformación de la superficie del pavimento permisible.

Cálculo del TBR:

- Geomalla : BX1100
- Espesor del Firme : 10" (Valor Preliminar)
- Deformación superficial: 1"

De la Figura N° 3.3.3.00 (Capítulo III), se tiene: TBR = 2.5

Luego el $EAL_R = EAL / TBR = 1.50 \times 10^5 / 2.5 = 0.6 \times 10^5$

Donde:

EAL_R : Número de Ejes equivalentes a 18,000lb, para el caso de pavimentos Reforzados.

Este valor de EAL_R servirá para calcular el Número Estructural y los respectivos espesores de capa.

PARAMETROS DE DISEÑO 03
(Firme Reforzado con Geomallas BX1100
Carretera Iquitos – Nauta, Tramo IV)

PARÁMETROS	TRAMO IV
Modulo de Resiliencia de T. de Fundación (psi)	3000
Período de Diseño	10
Tráfico EAL_R (10 años)	0.60×10^5
Factor de Confiabilidad R	0.80
Desviación Estandar So	0.45
Indice de serviciabilidad Inicial	4.2
Indice de serviciabilidad Final	2.0
Pérdida de serviciabilidad Δ PSI	2.2

2.- Número Estructural, SN

Para el cálculo del Número Estructural se ha utilizado la ecuación de diseño cuyo cálculo se muestra en la Hoja de Cálculo N° A.03.

La expresión que relaciona el número estructural con los espesores de capa del pavimento es la siguiente:

$$SN= 2.80 =a_1D_1 + a_2m_2D_2 + a_3m_3D_3$$

Este número estructural nos permite hallar los espesores de pavimento de cemento, firme y revestimiento asfáltico con la inclusión de la geomalla BX1100, sobre la capa de cemento. Asimismo para este valor de "SN" se tiene un EAL de 60,925 (Ver Hoja de Cálculo N° A.03), considerando solamente el aporte estructural de las capas del pavimento, y considerando el aporte estructural de la geomalla se tendrá un EAL de $61,900 \times 2.5 = 154,750$ suficiente para soportar el EAL de diseño original de 150,000.

ESPEORES DE PAVIMENTO, TRAMO IV

KM 0+000 – KM 24+500

DISEÑO 03

CAPA	ESPEOR Di (cm)	COEFICIENTE ESTRUCTURAL a _i (/ cm)	COEFICIENTE DE DRENAJE m _i	NUMERO ESTRUCTURAL
Revestimiento Asfáltico	6.4	0.106	-	0.680
Firme	20.0	0.031	0.90	0.567
Cimiento	60.0	0.031	0.90	1.701
Mejor. De T. Fundación	-	-	-	-
Total	86.40			2.948

* Refuerzo con Geomalla BX1100 entre el cimiento y firme.

ALTERNATIVA DE DISEÑO 03

CARRETERA : Optimización de Costos en carreteras Aplicando el Sistema de Refuerzo con Geomallas
CARRETERA : Iquitos - Nauta
TRAMO : IV - Km 0+000 a Km 24+500
FECHA : Agosto del 2,001

DISEÑO DE PAVIMENTOS METODO AASHTO 1,993

(PAVIMENTOS FLEXIBLES)

TRANSITO EAL	R (%)	ZR	So	MR	Po	Pt	Δ PSI	SN
60925.36 (Calculado)	80	-0.841	0.450	3000.00	4.2	2.0	2.2	2.800 (requerido)

LEYENDA :

CAPA	ESPESOR Di	COEFICIENTE ESTRUCTURAL	COEFICIENTE de DRENAJE	NUMERO ESTRUCTURAL
	(cm.)	ai	mi	
Carpeta Asfáltica	6.4	0.106	1.000	0.680
Base	20.0	0.031	0.900	0.567
Sub-base	60.0	0.031	0.900	1.701
Mejoramiento de Subra.				
Total	86.4			2.948 (adoptado)

- n** Período de diseño = 10 AÑOS
- R** Nivel de Seguridad para Arterias y/o Carreteras Principales
- ZR** Desviación standard Normal
- So** Desviación standard para Pavimentos Flexibles
- MR** Módulo de Resiliencia efectivo del Material de Fundación (psi)
- Po** Serviciabilidad inicial
- Pt** Serviciabilidad final
- Δ PSI** Variación Total del Índice de Serviciabilidad
- SN** Número Estructural
- EAL** Aplicaciones de Ejes Simples de Carga Equivalente

Espesores Mínimos

EAL	Concreto Asfáltico		Base Granular	
	cm	pulg	cm	pulg
Menores de $5,0 \times 10^4$	2,54 ó TSA	1,0 ó TSA	10.16	4.0
$5,0 \times 10^4 - 1,5 \times 10^5$	5.08	2.0	10.16	4.0
$1,5 \times 10^5 - 5,0 \times 10^5$	6.35	2.5	10.16	4.0
$5,0 \times 10^5 - 2,0 \times 10^6$	7.62	3.0	15.24	6.0
$2,0 \times 10^6 - 7,0 \times 10^6$	8.89	3.5	15.24	6.0
Mayores de $7,0 \times 10^6$	10.16	4.0	15.24	6.0

ECUACION DE SOLUCION AASHTO:

$$\log_{10} (W18) = ZR (So) + 9.36 \times \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} (\Delta PSI / (4.2 - 1.5)) + 2.32 \times \log_{10} (MR) - 8.07}{0.40 + 1094 / (SN+1)^{5.19}}$$

W18=EAL

D.-) CUARTA ALTERNATIVA DE DISEÑO

Esta alternativa de diseño consiste en efectuar un mejoramiento del terreno de fundación y un reforzamiento de la capa de firme con geomallas, por lo tanto se tendrá a la geomallas primero entre el terreno de fundación original y el pavimento, y luego entre el cimiento y firme. Con esto se logra mejorar la capacidad de soporte del terreno de fundación, así como obtener un pavimento con menores espesores pero aproximadamente igual en capacidad estructural, para resistir el tráfico durante todo el periodo de diseño. Cabe mencionar que esta alternativa está compuesta de dos partes, la primera ya fue analizada en la Segunda Alternativa de Diseño, donde se muestra el análisis para el Mejoramiento del terreno de fundación con geomalla y donde se obtuvieron los siguientes resultados:

CBR%	P (lb/pulg²)	R (pulg)	Zu (pulg)	Zr (pulg)	Geomalla
2	11,023	6.62	12.5	7	BX1100

CBR: Capacidad de soporte del terreno de fundación

P : Carga de llanta Dual

R : Radio de Contacto Aparente

Zu : Espesor requerido de Cimiento, caso sin refuerzo

Zr : Espesor requerido de Cimiento, caso reforzado

La segunda parte de esta cuarta alternativa de diseño consiste en reforzar la capa de firme del pavimento con una geomalla BX1100. Una vez obtenida el terreno de fundación reforzado con la geomalla y un espesor de cimiento inicial (Zr), se procede a realizar un diseño del pavimento reforzado y cuya superficie de cimentación será la superficie superior del cimiento reforzado. Al igual que en la alternativa de diseño 02 se asumirá un valor de CBR de 10% el cual tendrá que ser verificado como Valor Mínimo con pruebas de laboratorio y de campo.

La ubicación de la geomalla será debajo de la capa de cimiento y sobre la capa de cimiento total.

1.- Resistencia del Terreno de Fundación Mejorado (Módulo Resiliente, Mr)

$Mr \text{ (psi)} = 1,500 * CBR$ para $CBR \leq 7.2\%$

$Mr = 15,000 \text{ psi}$

2.- Tránsito, EAL

Partiendo del tránsito inicial se determinará cual es el tránsito o valor de EAL mejorado como consecuencia del refuerzo del firme.

Cálculo del TBR:

- Geomalla : BX1100
- Espesor del Firme : 8"
- Deformación superficial: 1"

De la Figura N° 3.3.3.00 (Capítulo III), se tiene: $TBR = 1.5$

Luego el $EAL_R = EAL / TBR = 1.50 \times 10^5 / 1.5 = 1.0 \times 10^5$

Donde:

$ELAR$: Número de Ejes equivalentes a 18,000 lb, para el caso de pavimentos Reforzados.

Este valor de EAL_R servirá para calcular el Número Estructural y los respectivos espesores de capa.

PARAMETROS DE DISEÑO 04

(Terreno de Fundación Mejorado y Firme Reforzado con Geomallas BX1100

Carretera Iquitos – Nauta, Tramo IV)

PARÁMETROS	TRAMO IV
Modulo de Resilencia del T. de Fundación (psi)	14,951.5
Período de Diseño	10
Tráfico EALR (10 años)	1.0 x 10 ⁹
Factor de Confiabilidad R	0.80
Desviación Estandar So	0.45
Indice de serviciabilidad Inicial	4.2
Indice de serviciabilidad Final	2.0
Pérdida de serviciabilidad Δ PSI	2.2

3.- Número Estructural, SN

Para el cálculo del Número Estructural se ha utilizado la ecuación de diseño cuyo cálculo se muestra en la Hoja de Cálculo N° A.04.

La expresión que relaciona el número estructural con los espesores de capa del pavimento es la siguiente:

$$SN= 1.66 = a_1D_1 + a_2m_2D_2 + a_3m_3D_3$$

**ESPEORES DE PAVIMENTO, TRAMO IV
KM 0+000 – KM 24+500
DISEÑO 04**

CAPA	ESPEOR Di (cm)	COEFICIENTE ESTRUCTURAL a_i (/ cm)	COEFICIENTE DE DRENAJE m_i	NUMERO ESTRUCTURAL
Revestimiento Asfáltico	6.4	0.106	-	0.680
Firme	20.0	0.031	0.90	0.630
Cimiento	15.0	0.031	0.90	0.354
Mejor. T. de Fundac.	-	-	-	-
Total	41.40			1.672

* Refuerzo con Geomalla BX1100 entre el cimiento y firme, además el espesor total de cimiento es 15 cm mas 18 cm (7") de mejoramiento inicial, es decir el espesor final de esta capa será 33 cm, que redondeando finalmente se tiene 35 cm.

ALTERNATIVA DE DISEÑO 04

CARRETERA : Optimización de Costos en carreteras Aplicando el Sistema de Refuerzo con Geomallas
CARRETERA : Iquitos - Naúta
TRAMO : IV - Km 0+000 a Km 24+500
FECHA : Agosto del 2,001

DISEÑO DE PAVIMENTOS METODO AASHTO 1,993

(PAVIMENTOS FLEXIBLES)

TRANSITO EAL	R (%)	ZR	So	MR	Po	Pt	Δ PSI	SN
1.01E+05	80	-0.841	0.450	15000.00	4.2	2.0	2.2	1.660

(Sin Refuerzo
Calculado)

(Sin Refuerzo
requerido)

LEYENDA :

CAPA	ESPESOR	COEFICIENTE	COEFICIENTE	NUMERO
	Di (cm.)	ESTRUCTURAL ai	de DRENAJE mi	ESTRUCTURAL
Carpeta Asfáltica	6.4	0.106	1.000	0.680
Base	20.0	0.031	0.900	0.567
Sub-base	15.0	0.031	0.900	0.425
Mejoramiento de Subra.				
Total	41.4			1.672

(adoptado)

n Período de diseño = 10 AÑOS
R Nivel de Seguridad para Arterias y/o Carreteras Principales
ZR Desviación standard Normal
So Desviación standard para Pavimentos Flexibles
MR Módulo de Resiliencia efectivo del Material de Fundación (psi)
Po Serviciabilidad Inicial
Pt Serviciabilidad final
Δ PSI Variación Total del Índice de Serviciabilidad
SN Número Estructural
EAL Aplicaciones de Ejes Simples de Carga Equivalentes

Espesores Mínimos

EAL	Concreto Asfáltico		Base Granular	
	cm	pulg	cm	pulg
Menores de $5,0 \times 10^4$	2,54 ó TSA	1,0 ó TSA	10.16	4.0
$5,0 \times 10^4 - 1,5 \times 10^5$	5.08	2.0	10.16	4.0
$1,5 \times 10^5 - 5,0 \times 10^5$	6.35	2.5	10.16	4.0
$5,0 \times 10^5 - 2,0 \times 10^6$	7.62	3.0	15.24	6.0
$2,0 \times 10^6 - 7,0 \times 10^6$	8.89	3.5	15.24	6.0
Mayores de $7,0 \times 10^6$	10.16	4.0	15.24	6.0

ECUACION DE SOLUCION AASHTO:

$$\log_{10} (W18) = ZR (So) + 9.36 \times \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} (\Delta PSI / (4.2 - 1.5)) + 2.32 \times \log_{10} (MR) - 8.07}{0.40 + 1094 / (SN+1)^{5.19}}$$

W18=EAL

CARRETERA: IQUITOS - NAUTA

TRAMO: IV - KM 0+000 A KM 24+500

ALTERNATIVAS DE DISEÑO

DISEÑO N°	ESPESORES DE (cm)			TIPO Y UBICACIÓN DE GEOMALLA	PAVIMENTO
	REVESTIMIENTO ASFALTICO	FIRME ARENOSO	CIMIENTO ARENOSO		
1	10	25	55	N/A	
2	7.5	20	35	BX1100, Entre Terreno de Fundación y Pavimento.	
3	6.4	20	60	BX1100, Entre Cimiento y Firme.	
4	6.4	20	35	BX1100, Entre Terreno de Fundación y Pavimento, y Entre Cimiento y Firme.	

5.4.0.00.- DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO SEGÚN AASHTO, 1993

En esta sección se describe el diseño de pavimentos de concreto hidráulico de cemento Pórtland incluyendo a los de concreto simple con juntas (PCJ), a los de concreto reforzado con juntas (PCRJ) y a los de concreto con refuerzo continuo (PCCR).

- **Pavimento de Concreto simple con juntas (PCJ)**, son aquellos pavimentos hechos de concreto simple sin ningún tipo de armadura en su estructura interior, y cuya principal característica es la transferencia de carga a través del agregado del sistema de enclavamiento o de encerrojamiento o en algunos casos es posible usar barras lisas o dowels.
- **Pavimento de Concreto reforzado con juntas (PCRJ)**, debido a que estará expuesto a altas cargas requiere de un refuerzo de acero así como la instalación de barras lisas o dowels para la transferencia de carga en las juntas. La diferencia con los PCJ es la necesidad de colocar refuerzo en la estructura cuando la probabilidad de que se formen grietas transversales durante la vida del pavimento es alta; debido a diferentes factores como movimientos del suelo, cambios de humedad y temperatura.
- **Pavimento de Concreto continuamente reforzado (PCCR)**, es aquel pavimento cuyo refuerzo principal es el longitudinal, continuo a través de la longitud del pavimento; con la finalidad de controlar las grietas formadas en el pavimento como consecuencia de los cambios volumétricos en el concreto.

La siguiente expresión representa la ecuación de solución para la determinación del espesor de diseño de la losa:

$$\log_{10}W_{18} = Z_R * S_o + 7.35 * \log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10}[\Delta PSI / (4.5-1.5)]}{1 + \frac{1.624 * 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22-0.32*pt) * \log_{10}(M)$$

Donde:

$$M = [S'c \cdot Cd [D^{0.75} - 1.132]] / [215.63 \cdot J \cdot [D^{0.75} - 18.42 / (Ec/k)^{0.25}]]$$

Además:

- **W₁₈**: es el tráfico futuro estimado, durante el periodo de diseño, y su forma de estimarlo es la misma a la de pavimentos asfálticos. Es expresado en EALs. (ver sección 5.1.1.03)
- **R (%)**: es la confiabilidad de que el pavimento funcione de acuerdo a las expectativas, durante el periodo de diseño. Es expresado en puntos porcentuales, para cuyos valores le corresponde un desviación normal del tipo estándar Z_R. Los niveles recomendados de confiabilidad se muestran en la Tabla 5.1.1.03.b de la sección 5.1.1.03.
- **So**: es la desviación normal estándar, y que según la norma AASHTO varía entre 0.30 y 0.40.
- **ΔPSI**: es la pérdida de serviciabilidad de diseño, y se define como:

$$\Delta PSI = p_i - p_t$$

Donde:

p_t: serviciabilidad final

p_i: serviciabilidad inicial

Los niveles que comunmente se toman y que son sugeridos por AASHTO son 4.2 como serviciabilidad inicial y 2.0 como serviciabilidad final, claro que los valores de p_t y p_i dependerán de la entidad que ordene o promueva el proyecto.

- **Ec (lb/pulg²)**: módulo elástico del concreto, se describe líneas mas abajo.

- **S'c (lb/pulg²):** Módulo de rotura del concreto.
- **J:** Coeficiente de transferencia de carga.
- **Cd:** Coeficiente de drenaje.
- **K (lb/pulg³) :** Módulo Efectivo del Terreno de Fundación.

La otra opción para determinar el espesor de la losa de concreto es utilizar el nomograma (Figura 5.4.0.01 (I) y (II), en dos segmentos), que permite simplificar cálculos matemáticos, pero que arroja una menor precisión; pudiéndose redondear los espesores estimados a la pulgada mas cercana, sin embargo el uso de pavimentadoras de encofrado deslizantes puede permitir incrementos de 1/2".

5.4.1.00.- MODULO ELASTICO DEL CONCRETO (Ec)

Es la relación que existe entre un valor de esfuerzo a tensión y su correspondiente deformación unitaria, para el rango elástico. Este módulo elástico indica que tan rígido es el concreto. El procedimiento de laboratorio para estimar su valor se describe en ASTM C 469. El rango en oscila el valor de Ec está entre 4'000,000 lb/pulg² y 5'000,000 lb/pulg², sin embargo estos valores se pueden relacionar con otros parámetros de resistencia como se muestra en Tabla 5.4.0.01.

5.4.2.00.- MODULO DE RUPTURA DEL CONCRETO (S'c)

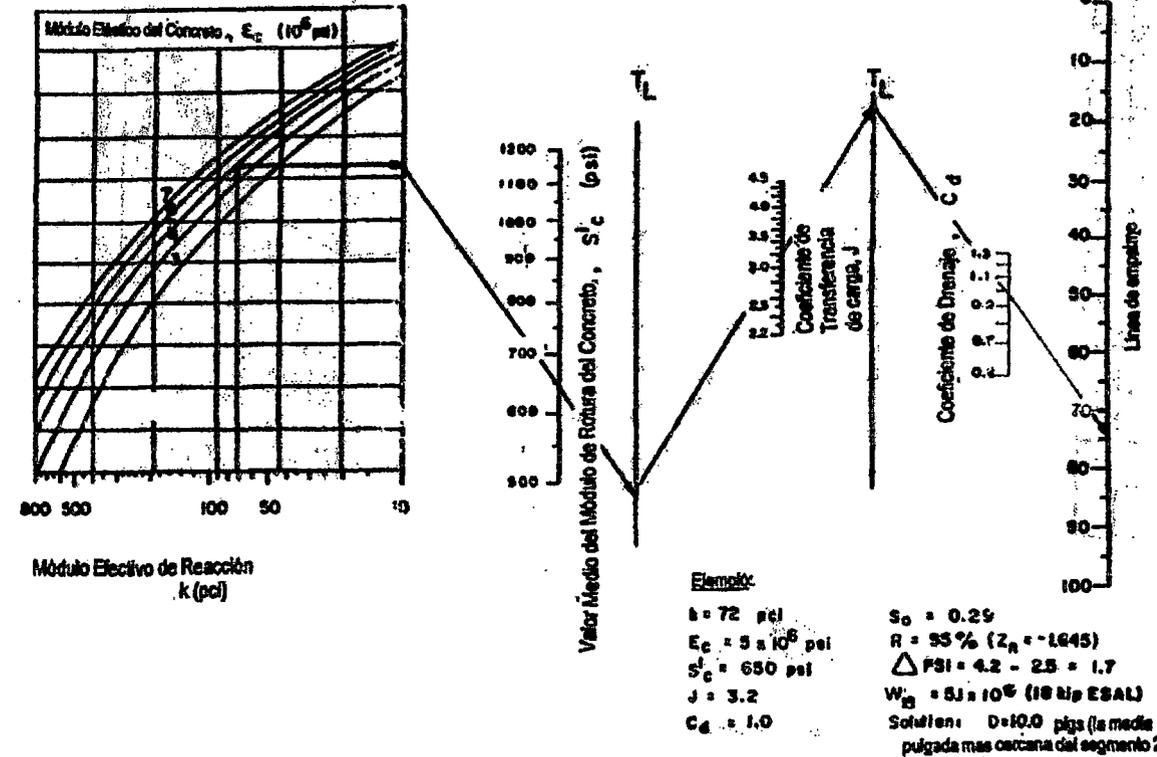
Es un parámetro utilizado en el diseño de pavimentos de concreto hidráulico, y mide la capacidad del concreto para resistir esfuerzos a flexión. Al igual que la resistencia a la compresión simple su valor es determinado después de los 28 días utilizando el ensayo de carga en los tercios de una viga. Existen casos donde se requiere realizar en ensayo en el punto medio de la longitud de la viga, según sea el criterio del diseñador; en este caso se realizará una comparación entre los valores obtenidos y se adoptará el valor mas conservador. Los procedimientos

para evaluar el módulo de ruptura son proporcionados en los métodos de prueba AASHTO T 97 o ASTM C 78.

FIGURA 5.4.0.01 (I)

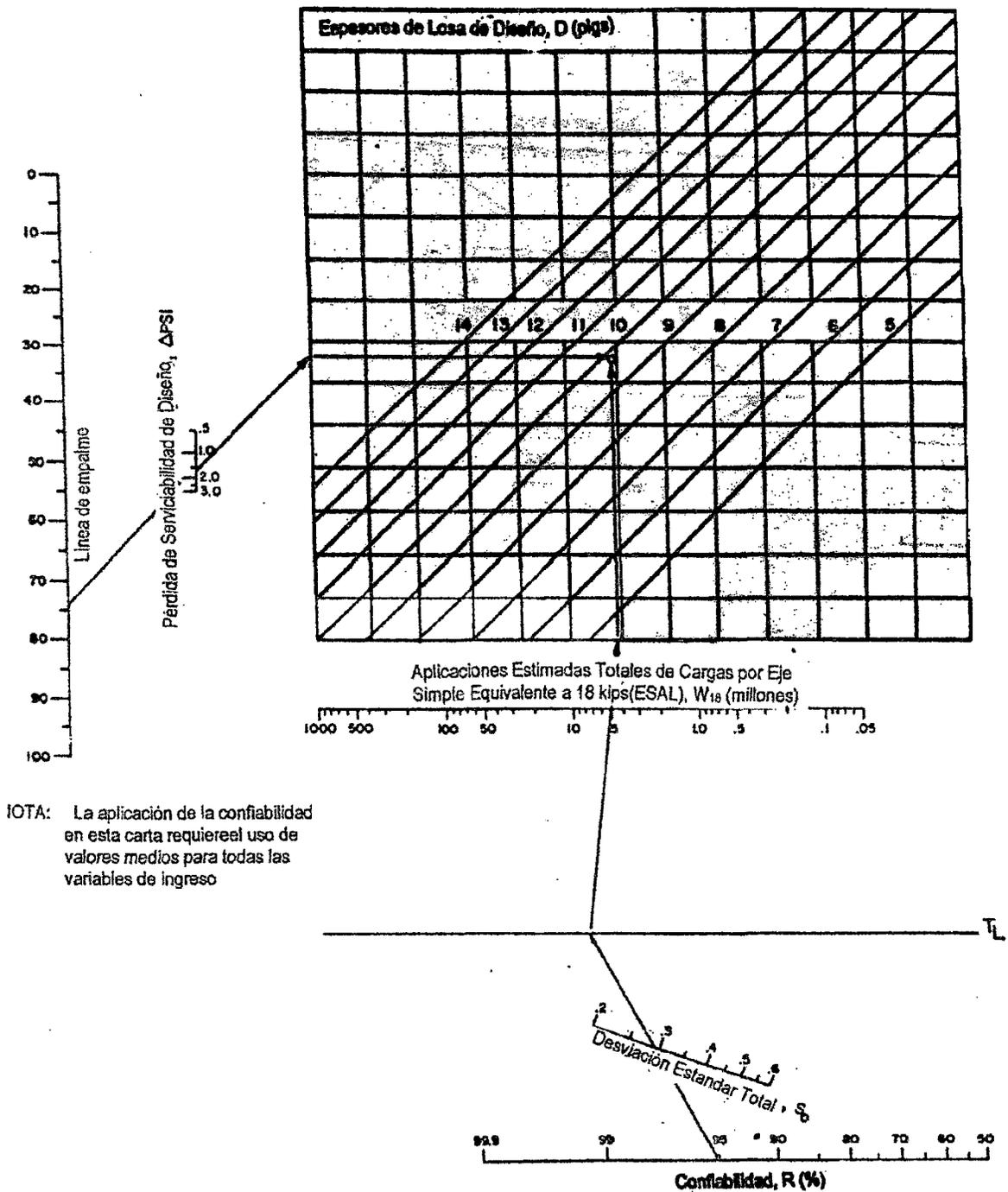
SOLUCION DEL NOMOGRAMA

$$\log_{10} \frac{W}{18} = 2.85 \log_{10} S_o + 7.35 \log_{10} (D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta FSI}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \cdot 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_c) \log_{10} \left[\frac{S'_c + C_d \left[D^{0.75} - 1.132 \right]}{215.63 \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$



Carta de Diseño para Pavimentos Rígidos, basada en los Valores Medios de cada Variable (Segmento 1)

FIGURA 5.4.0.01 (II)



IOTA: La aplicación de la confiabilidad en esta carta requiere el uso de valores medios para todas las variables de Ingreso

Continuación-Carta de Diseño para Pavimentos de Concreto Hidráulico, Basada en el Uso de Valores Medios para cada Variable de Entrada (Segmento 2)

TABLA 5.4.0.01

RELACION ENTRE EL MODULO ELASTICO (Ec), MODULO DE RUPTURA (S'c) Y FUERZA A LA COMPRESION (fc) DEL CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND

FUERZA A COMPRESION (lb/pulg ²)	MODULO DE RUPTURA ¹ (lb/pulg ²)	MODULO ELASTICO ² (lb/pulg ²)
1,000	230	1'800,000
1,500	290	2'200,000
2,000	330	2'500,000
2,500	370	2'800,000
3,000	410	3'100,000
3,500	440	3'300,000
4,000	470	3'600,000
4,500	500	3'800,000
5,000	530	4'000,000
5,500	550	4'200,000
6,000	580	4'400,000
6,500	600	4'500,000
7,000	620	4'700,000
7,500	640	4'900,000
8,000	670	5'000,000
8,500	690	5'200,000
9,000	710	5'400,000

Notas:

1. $E_c = 57,000 * f_c^{0.5}$, donde: E_c =módulo elástico de concreto (lb/pulg²) y f_c =es la fuerza a la compresión (lb/pulg²) (AASHTO, 1986)
2. $S'c = 7.5 * f_c^{0.5}$, donde: $S'c$ =módulo de ruptura del concreto

Se puede estimar el Módulo de Ruptura haciendo uso de la Tabla 5.4.0.01, a partir de la resistencia a la compresión del concreto.

De la misma manera que la resistencia a la compresión, el módulo de ruptura es estimado mediante cálculos estadísticos que permitan fijar un valor promedio, para ser utilizado en el diseño de pavimentos de concreto hidráulicos.

5.4.3.00.- COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

El coeficiente de transferencia de carga es utilizado para cuantificar la capacidad de transferir las cargas que soporta un pavimento de concreto hidráulico a través de las juntas o grietas. Por consiguiente la transferencia de carga dependerá del tipo de junta y el tipo de borde dentro del pavimento.

El agrietamiento de los bordes en el pavimento se origina conforme las cargas de tráfico interactuen con dicha parte del pavimento. Este efecto puede ser mejorado

con la construcción de un carril ensanchada entre el carril y el borde del pavimento, reforzamiento del sardinel y cunetas, y enlace berma lateral de concreto.

La selección del valor J permite controlar el funcionamiento de las juntas y el tipo de apoyo de borde. Si se usan dowels, el tamaño y espaciado deberán ser determinados por los procedimientos de agencia y/o experiencia. Como una guía general, el diámetro del dowel deberá ser igual al espesor de la losa multiplicado por 1/8 de pulgada (por ejemplo, para un pavimento de 10 pulgadas, el diámetro es 1 ¼"). El espaciado y longitud de los dowels son normalmente de 12" y 18" respectivamente.

En la Tabla 5.4.3.01 se presentan los valores que recomienda La norma AASHTO de 1993, para diferentes tipos de juntas y apoyos de borde del pavimento.

**TABLA 5.4.3.01
COEFICIENTES DE TRANSFERENCIA DE CARGA RECOMENDADOS PARA
VARIOS TIPOS DE PAVIMENTOS Y CONDICIONES DE DISEÑO**

BERMA	ASFALTO		CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND UNIDO	
	SI	NO	SI	NO
DISPOSITIVO DE TRANSFERENCIA DE CARGAS				
TIPO DE PAVIMENTO				
SIMPLE CON JUNTAS Y REFORZADO	3.2	3.8-4.4	2.5-3.1	3.6-4.2
CONCRETO REFORZADO CONTINUAMENTE	2.9-3.2	N/A	2.3-2.9	N/A

PAVIMENTOS CON JUNTAS

El valor de J recomendado para un pavimento de concreto simple con juntas (PCJ) o para un pavimento de concreto reforzado con juntas (PCRJ) con algún tipo de dispositivo de transferencia de cargas (tal como las barras lisas o dowels) en las juntas, es de 3.2 (condición de "esquina protegida" en la Carretera Experimental AASHO). Este valor es indicativo transferencia de cargas de pavimentos con juntas sin bermas articuladas de concreto.

Para pavimentos con juntas sin dispositivos de transferencia de cargas en las juntas, se recomienda un valor de J , entre el rango 3.8-4.4 (Esto básicamente cuenta para los esfuerzos flexores mas elevados que se desarrollan en un pavimento sin dowels. Pero también incluye alguna consideración del potencial incremento por escalonamiento).

PAVIMENTOS CONTINUAMENTE REFORZADOS

El valor de J recomendado para pavimentos de concreto continuamente reforzados (PCRJ) sin bermas articuladas de concreto está entre 2.9 y 3.2, dependiendo de la capacidad para transferir cargas por trabazón de los agregados (como grietas transversales futuras). En el pasado un valor comunmente usado del valor J para PCRJ fue de 3.2, pero, con mejores diseños para el control de la abertura de las grietas, sin embargo cada diseñador escogerá a su criterio este valor basado en los agregados locales y rangos de temperaturas.

BERMAS UNIDAS O CARRILES EXTERNOS ENSANCHADOS

Una de las mayores ventajas de usar bermas de concreto de cemento portland (o carriles externos ensanchados) es la reducción de esfuerzos en la losa y el incremento en la vida de servicio que ellas proveen. Para tomar en cuenta esto, pueden usarse valores de J significativamente mas bajos para el diseño de pavimentos con juntas y de pavimentos continuos.

Para pavimentos de concreto continuamente reforzados (el tamaño mínimo y espaciamiento máximo de barra de unión deberán ser lo mismos que para las barras de unión entre carriles) el rango de J está entre 2.3 y 2.9, con un valor recomendado de 2.6. este valor de es considerablemente mas bajo que el del diseño de pavimentos de concreto sin bermas unidas, debido a la significativamente incrementada capacidad de distribución de cargas de los pavimentos de concreto con bermas unidas.

La experiencia a mostrado que una berma de concreto de 1.00 m ó mayor puede ser considerada una berma unida. Los pavimentos con sardineles monolíticos o

unidos que proporcionan rigidez adicional y mantiene al tráfico alejado del borde, pueden ser tratados como bermas unidas.

En resumen el criterio para la selección del valor de J, se basa en la consideración de el tipode cargas que soportará el pavimento, luego se tendrá mayores valores de J conforme se tenga cargas de tráfico más elevadas.

Para pavimentos expuestos a altos gradientes de temperaturas y por consiguiente a cambios de volumen (dilatación térmica), se debe reforzar al pavimento adecuadamente según las condiciones locales; en este caso los valores de J se incrementarán.

Es recomendable proporcionar un refuerzo al pavimento cuando se tienen valores de soporte de cimiento bajos de coeficiente de reacción (k) en el rango de 75 lb/pulg³ a 140 lb/pulg³.

5.4.4.00.- COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd)

El tratamiento para el nivel esperado de drenaje para un pavimento de concreto hidráulico es por medio del coeficiente de drenaje, Cd, en la ecuación de diseño para cálculo de espesores.

Como una base de comparación, el valor de Cd, para las condiciones de la carretera Experimental AASHO es 1.0.

La Tabla 5.4.4.01 proporciona los valores recomendados de Cd, (según AASHTO, 1993), dependiendo de la calidad de drenaje y del porcentaje de tiempo durante el año, que la estructura del pavimento estará normalmente expuesta a niveles de saturación aproximadamente iguales a los de la saturación. Como antes, lo último es dependiente de las precipitaciones promedio anuales y de las condiciones de drenaje prevalencientes.

La presencia de agua dentro de la estructura del pavimento reduce el rendimiento estructural del mismo principalmente por el ablandamiento del cimiento y del terreno de fundación, y levantamiento por congelamiento en zonas de climas fríos. Estas condiciones aceleran el deterioro del pavimento y se incrementa el costo de mantenimientode la carretera. Los materiales con mayor capacidad para transmitir

o drenar agua son generalmente los menos afectados por la humedad y rápidamente recuperan la fuerza después de la exposición de la humedad.

El coeficiente de drenaje deberá ser seleccionado en función a las condiciones a lo largo del periodo de diseño del pavimento. Se tendrá que considerar posibles obstrucciones del material de cimiento o firme por la intrusión de finos (terreno de fundación conformados por suelos cohesivos, arcillosos) dentro de estas capas; lo que afectará la capacidad de drenar el agua hacia fuera del pavimento, reduciéndolo, y como resultado se tendrán problemas de reducción de la capacidad de los sistemas de drenaje.

TABLA 5.4.4.01
VALORES RECOMENDADOS DEL COEFICIENTE DE DRENAJE, Cd, PARA EL
DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO

CALIDAD DE DRENAJE	PORCENTAJE DE TIEMPO (EN EL AÑO) QUE EL PAVIMENTO ESTA EXPUESTO A NIVELES DE DRENAJE QUE SE APROXIMAN A LA SATURACION			
	MENOR QUE 1%	1 – 5%	5 – 25%	MAYORES QUE 25%
EXCELENTE	1.25 – 1.20	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10
BUENO	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10 – 1.00	1.00
ACEPTABLE	1.15 – 1.10	1.10 – 1.00	1.00 – 0.90	0.90
POBRE	1.10 – 1.00	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80
MUY POBRE	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80 – 0.70	0.70

5.4.5.00.- MODULO EFECTIVO DE REACCION DEL TERRENO DE FUNDACION (k)

Según la teoría de Westergaard (1,926) la losa de concreto es un elemento homogéneo, isotrópico y elástico que descansa sobre un terreno de fundación ideal conocida como “terreno de fundación de Winkler”, la cual ejerce en todos los puntos de la losa una presión vertical de reacción, proporcional a la deflexión de la losa. Se asume que el terreno de fundación actúa como un resorte de constante “k” de proporcionalidad, con unidades de presión por la carga / unidades de longitud por la deformación. Esto aún se sigue empleando y se conoce como el coeficiente de balasto o módulo “k” de reacción del terreno de fundación.

Con el paso de los años y luego de muchas investigaciones y experiencias se confirma la teoría de Westergaard, aunque con algunas correcciones para tomar en cuenta el combado de las esquinas de las losas sobre el terreno de fundación.

Los valores de k son determinados mediante un ensayo de placa de 30 pulgadas de diámetro (ASTM D 1196).

La metodología AASHTO adopta un valor de resistencia o módulo efectivo de reacción del terreno de fundación, que considera diferentes factores que modifican su valor, el cual servirá como valor de diseño en la ecuación para el cálculo de espesores. Así se tiene que el tipo y espesor de cimiento proyectado como capa subyacente a la losa de concreto, proporciona una base para la evaluación de la efectividad de su costo como parte del proceso de diseño.

La función principal del cimiento es la de prevenir problemas de drenaje y levantamiento por congelación del terreno de fundación. Su estimación puede darse utilizando un proceso de diseño de la capa estabilizadora (utilizando el criterio de falla por corte, según Coulomb), o capa de mejoramiento del terreno de fundación, que permita soportar las cargas de equipo para la construcción de las capas superiores del pavimento (Ver sección 5.2.0.00).

Un aspecto a considerar en el cálculo de k es el tipo de suelo del terreno de fundación, identificando si la fundación rígida (basamento rocoso) cae dentro de 3m, por debajo del nivel superior del terreno de fundación, o si no se tiene la presencia de una cimentación rígida mas allá de los 3m de profundidad.

A continuación se presenta un procedimiento general para la estimación del Módulo Efectivo de Reacción del Terreno de Fundación:

1. Determinar el valor del módulo resiliente efectivo del terreno de fundación M_r , considerando un valor promedio entre los valores de todas las épocas del año.

2. Estimar el valor del módulo elástico (resiliente) del cemento (E_{SB}), considerando el valor promedio entre los valores de todas las épocas del año. (estas estaciones deben coincidir con las consideradas en la estimación de M_r del terreno de fundación)
3. Estimar el módulo compuesto de reacción del terreno de fundación promedio para las épocas del año, asumiendo una profundidad semi-infinita del terreno de fundación (es decir, profundidad hasta el basamento rócoso mayor de 3m); esto se logra utilizando la Figura 5.4.5.01. Si la losa se coloca directamente sobre el terreno de fundación, se define al módulo compuesto de reacción del terreno de fundación utilizando la siguiente relación teórica entre el valor de k obtenidos de un ensayo de placa y el módulo elástico M_r del terreno de fundación.

$$k = M_r/19.4$$

4. Estimar un valor de k , que incluya el efecto de una cimentación rígida cerca de la superficie. Este paso debería ser obviado si la profundidad hasta una cimentación rígida es mayor de 3m. La Figura 5.4.5.02 proporciona la carta que se puede usar para estimar este valor modificado de k .
5. Ajustar el módulo efectivo de reacción del terreno de fundación para tomar en cuenta la pérdida potencial de soporte debido a la erosión del cemento. La Figura 5.4.5.03 proporciona la carta para corregir el módulo k , en base a la pérdida de soporte, LS . La guía AASHTO sugiere los siguientes valores de LS :

TABLA 5.4.5.01
RANGOS TÍPICOS DE LOS FACTORES DE PERDIDA DE SOPORTE (LS),
SEGÚN AASHTO

TIPO DE MATERIAL	PERDIDA DE SOPORTE (LS)
Materiales Granulares Suelos (sin ligantes), (E=15,000 a 45,000 psi)	1.0 a 3.0
Materiales Granulares finos o terreno de fundación natural (E=3,000 a 40,000 psi)	2.0 a 3.0

NOTA: - E: se refiere al Módulo elástico o Módulo Resiliente del material

Figura 5.4.5.01

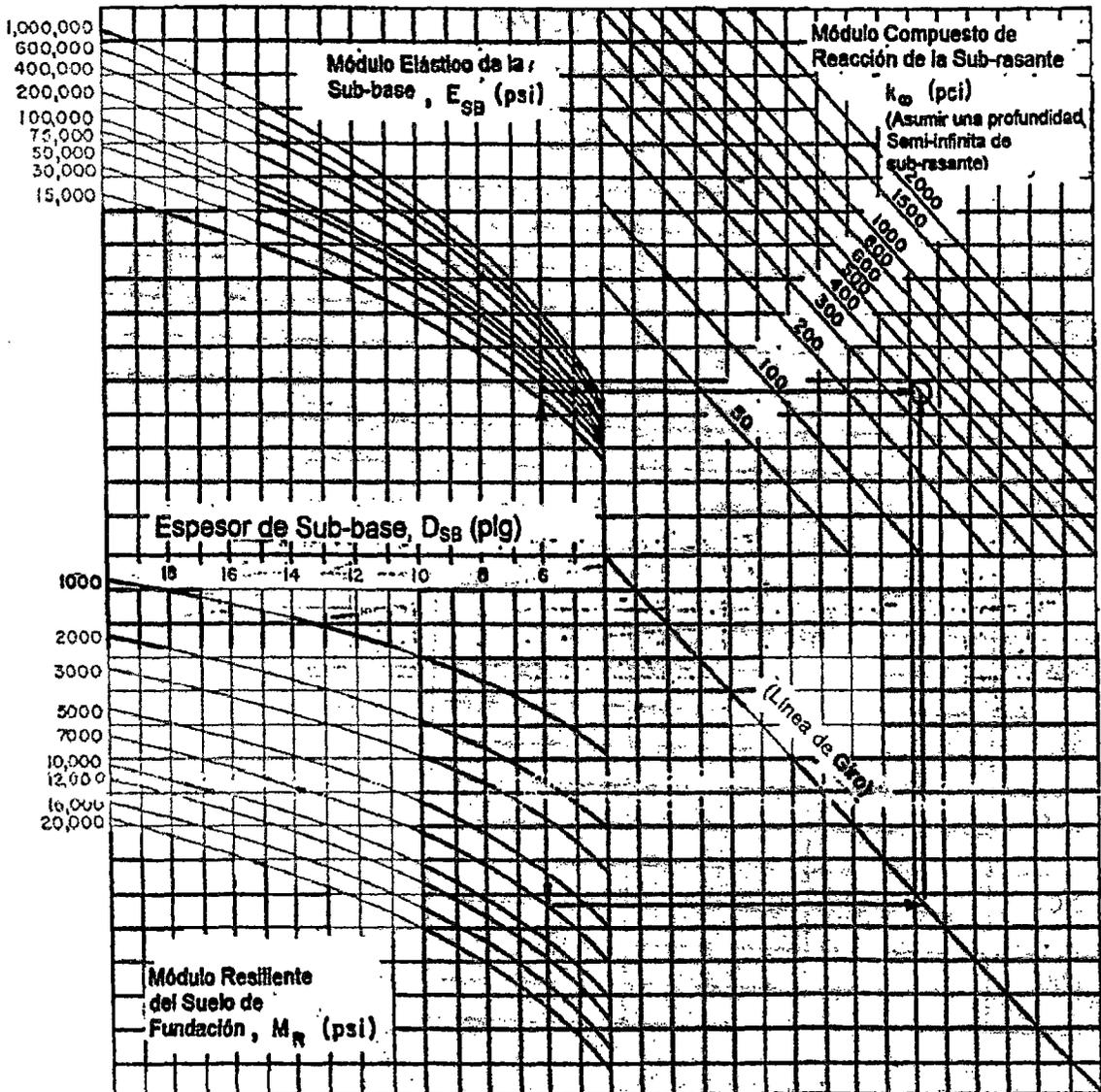
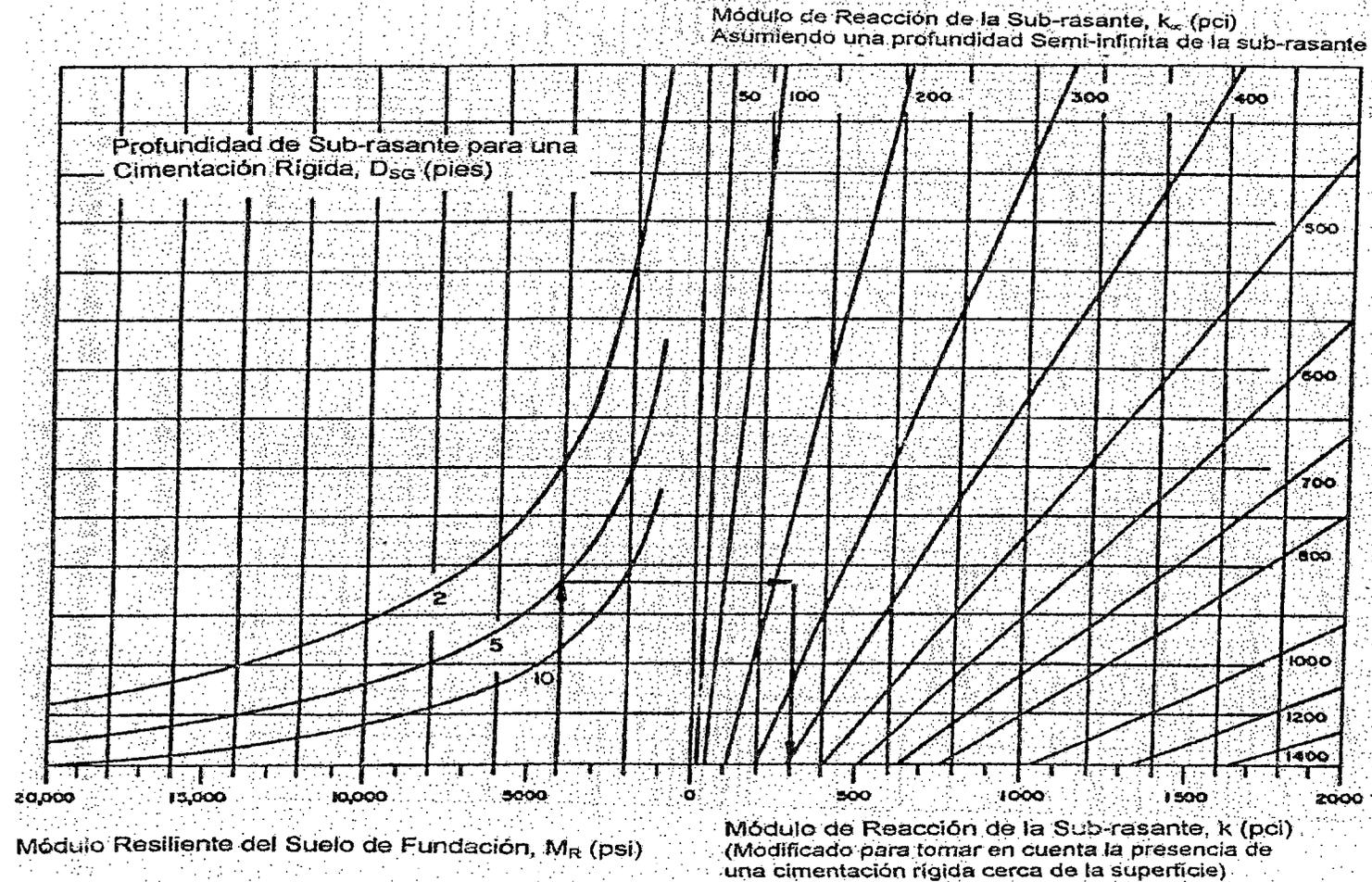


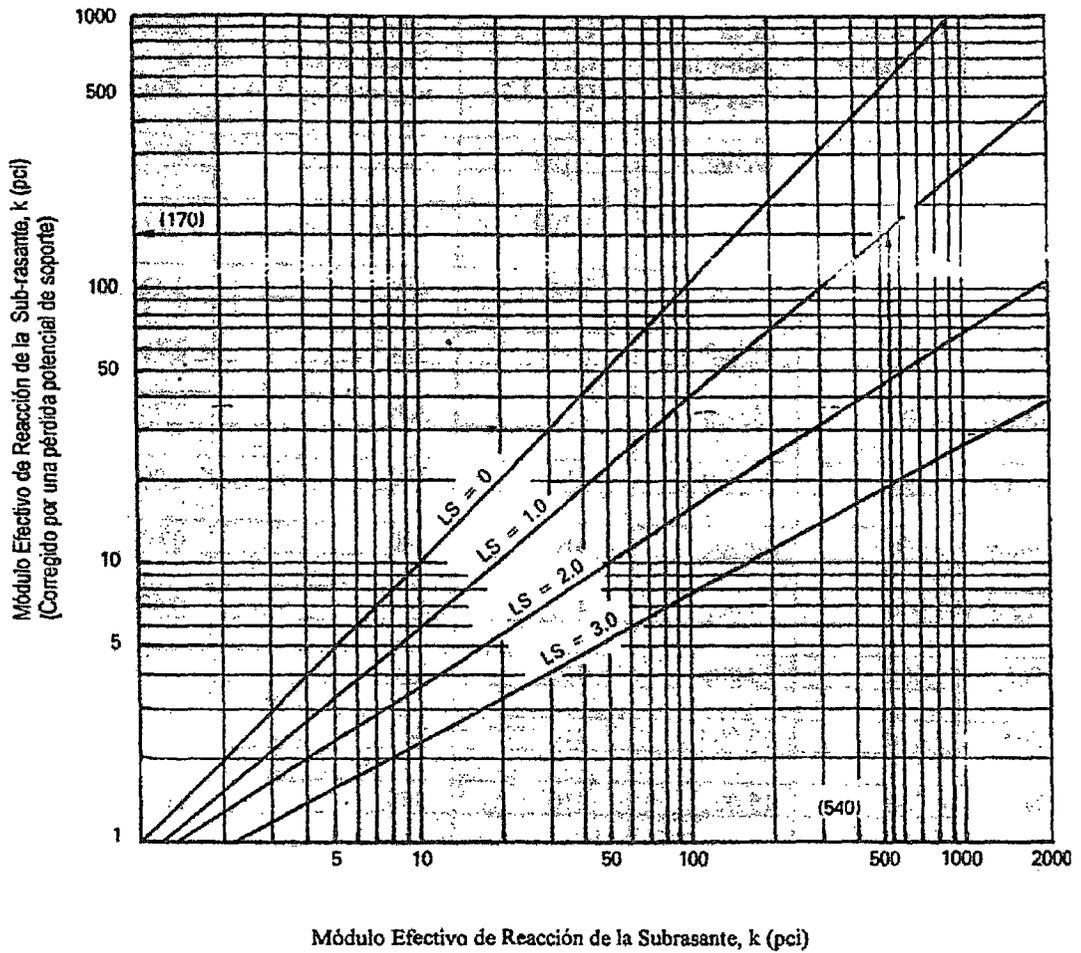
Figura 5.4.5.01 Carta para Estimar los Módulos de Reacción del Terreno de Fundación Compuestos, K_{oo} , Asumiendo un Espesor Semiinfinito de Terreno de Fundación. (Para Propósitos Prácticos, se considera un espesor semiinfinito al que es mayor de 3m por debajo de la superficie del

Figura 5.4.5.02



Carta para Modificar el Módulo de Reacción del Terreno de Fundación, considerando los efectos de una Cimentación Rígida cerca de la Superficie (dentro de 3m)

Figura 5.4.5.03



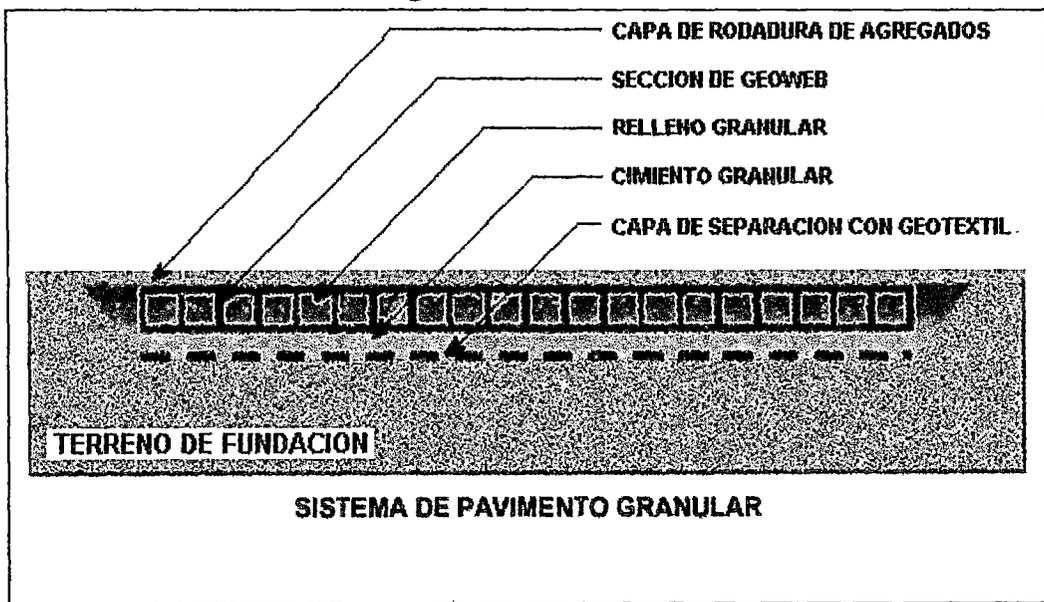
Corrección del Módulo de Reacción Efectico del Terreno de Fundación para la Pérdida Potencial de Soporte del Terreno de

5.5.0.00.- SISTEMA DE CONFINAMIENTO GEOWEB EN PAVIMENTOS

El confinamiento celular con Geoweb o Geocell es utilizado para conformar firmes rígidos con una alta resistencia flexural, actuando como una losa semi-rígida, las cargas son distribuidas lateralmente reduciendo la presión de contacto en la subrasante. El sistema Geoweb está diseñado para crear un firme de camino que soporte tráfico pesado y minimizar deformaciones. Es posible usar rellenos como arenas de baja calidad para la construcción de caminos temporales y permanentes, aun sobre terrenos de fundación muy débiles.

La selección de los materiales de relleno para fundación y estabilización de firmes de caminos es una función de las cargas que soportará dicho camino.

Figura 5.5.0.01



Las dimensiones del Geoweb dependerán de los siguientes factores:

- Soporte del terreno de fundación
- Material de Relleno
- Tipo de Superficie de Rodadura

TIPOS DE GEOWEB

Existen dos tipos de Geoweb según el tipo de pared:

- 1.- Geoweb no perforado
- 2.- Geoweb perforado

Ambos tienen una textura de pared que incrementa la fricción entre la pared del relleno y el material del geoweb. Las paredes perforadas de los geoweb incrementan el efecto interlock o efecto trabazón con el material granular de relleno el cual puede ser agregado grueso, arena, concreto o sistemas vegetados con tierra de cultivo.

Las perforaciones permiten un drenaje lateral a través del sistema, por consiguiente se mejora el funcionamiento del sistema con geoweb en condiciones de saturación.

SISTEMA GEOWEB TEXTURIZADO NO PERFORADO

Las fajas de polietileno diseñadas con una superficie texturizada, que se utilizan en la fabricación de las secciones de geoweb aumentan la interacción de fricción entre las paredes de las celdas de geoweb y los materiales de relleno granular. El aumento de la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno proporciona ventajas estructurales en algunas aplicaciones del sistema geoweb.

En las aplicaciones como soporte de carga, al aumentar la fricción entre paredes de las celdas y el relleno, aumenta también la resistencia del suelo de relleno a las deformaciones verticales en relación con la estructura celular. En consecuencia, se produce una transferencia más eficiente del esfuerzo vertical a las celdas vecinas. Esto a su vez se traduce en una reducción adicional del esfuerzo vertical sobre el terreno de fundación en comparación con lo que ocurre con las celdas de geoweb de paredes lisas. Para algunas combinaciones de carga de ruedas y propiedades del material de relleno, la textura de la superficie de polietileno permite reducir el espesor total del pavimento granular en comparación con las celdas de paredes lisas.

Los resultados de las pruebas de corte directo a pequeña y gran escala, sobre rellenos de arena y de piedra con geoweb texturizado han mostrado que la relación de coeficientes máximos es, el coeficiente de fricción máximo de contacto del geoweb texturizado dividido por el coeficiente de fricción máximo de contacto del relleno granular en aislamiento, varía entre 0.63 (piedra chancada) y 0.81 (arena gruesa) comparado con 0.64 (piedra chancada) y 0.61 (arena gruesa) con geoweb liso. Hay que notar que con algunos rellenos de piedra chancada, la textura no aumenta la fricción en la superficie de contacto. No debe confundirse la Relación de Angulos de Fricción Máximos cuya definición se encuentra en el acápite sobre Angulo de Fricción Interna – Material de Relleno del Geoweb (5.5.3.01).

SISTEMA GEOWEB PERFORADO

Pruebas similares utilizando relleno de arena y de piedra con el geoweb perforado han demostrado que las características de fricción en la superficie de contacto son parecidas, o en algunos casos mejores, que con las celdas de geoweb texturizadas. Específicamente, la relación de coeficientes máximos del geoweb perforado con relleno de piedra chancada y arena gruesa resultó ser de 0.75 y 0.89 respectivamente.

5.5.1.00.- SISTEMA PERFORADO GEOWEB PARA PAVIMENTOS

En la aplicación del sistema de confinamiento con geoweb en pavimentos se hace necesario la utilización de geoweb perforados debido al aporte para incrementar el ángulo de fricción entre el relleno y la pared de la celda, facilitando el drenaje lateral del agua superficial y subterránea, resultando un sistema de soporte de cargas estable cuando los suelos se saturan.

Las perforaciones permiten un drenaje lateral celda a celda, bajo áreas sometidas a tráfico, reduciendo el efecto negativo del atascamiento del agua en una celda cuando el sistema está sobre un firme poco permeable.

Los geoweb son un tipo de geosintético que son comercializados en tamaños standars los cuales se detallan en la siguiente tabla:

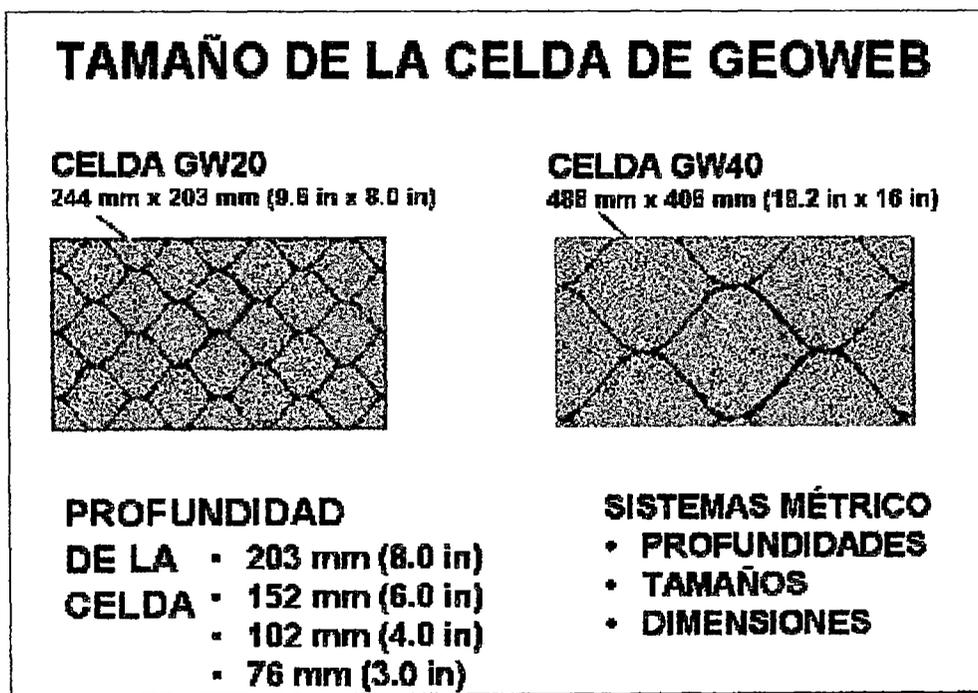
Tabla 5.5.1.01

TIPO	DIMENSIONES			
	LARGO	ANCHO	ESPESOR	CELDA
GW20	6.10m (20')	2.44m (8')	Ver Nota	244mmx203mm
GW40	12.19m (40')	2.44m (8')	Ver Nota	488mmx406mm

Nota: Los espesores son: 76mm (3"), 102mm (4"), 152mm (6"), 203mm (8"); para GW20 y GW40

En la Figura 5.5.1.01 se muestra una vista en planta de una celda, que corresponden a un geoweb GW20 y GW40.

Figura 5.5.1.01



5.5.2.00.- PROBLEMAS DE SOPORTE DE CARGAS EN TERRENOS DE FUNDACION, EL GEOWEB COMO ALTERNATIVA DE SOLUCION

El concepto de mejorar la capacidad de carga de suelos pobres, a través del confinamiento de ellos dentro de un sistema de celdas interconectadas fue probado por primera vez por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EEUU; a fines de los años 1970, bajo la dirección de S. L. Webster. Entre los materiales prototipos que originalmente fueron evaluados están el aluminio y el papel de

resina impregnable. Las pruebas incluyeron la construcción de áreas confinadas que fueron luego sujetos a tráfico prolongado de equipo sobre llantas de jebes pesados. Los ensayos fueron realizados entre el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EEUU y Presto Products Company.

Según las investigaciones realizadas por Webster, se demuestra que las dimensiones de la celda afectan el funcionamiento de las geoceldas en aplicaciones de soporte de tráfico. Se concluyó que la relación entre el ancho de celda óptimo entre la profundidad de la celda es aproximadamente igual 1, y que el área de superficie de una celda individual debe ser igual o menor que el área de contacto de una llanta de vehículo. Basado en este criterio se ha desarrollado el sistema de confinamiento celular Geoweb con celdas individuales con las dimensiones descritas en la Tabla 5.5.1.01.

5.5.2.01.- MECANISMO DE SOPORTE DE CARGA GEOCELL

En la Figura 5.5.2.01 se puede observar el mecanismo de falla por capacidad de soporte.

En esta figura se puede observar que la superficie de falla es interrumpida por las paredes de la celda vertical. Por la prevención del desarrollo de los planos de falla por corte en la zona cercana a la superficie, las superficies de falla son deprimidas mas allá del subsuelo.

Como resultado, la estructura puede sostener significativamente cargas altas. Según Koerner: "El beneficio de confinar un suelo puede ser bastante favorable, así por ejemplo se ha demostrado que para un espesor de 300mm, 300mm de ancho de geocell con relleno de arena puede soportar una presión de 143 Kpa, comparada a un máximo de 8 Kpa si la arena está desconfinada. Si se considera una celda cargada verticalmente se observa que la resistencia circunferencial de la pared de la celda, limita el esfuerzo lateral del suelo contenido, por consiguiente se incrementa el esfuerzo de corte. Pruebas de corte triaxial a escala real indican que el incremento en el esfuerzo de corte de suelos granulares puede ser igualado a una cohesión aparente de 150 – 190 Kpa. (Ver Figura 5.5.2.02).

Figura 5.5.2.01

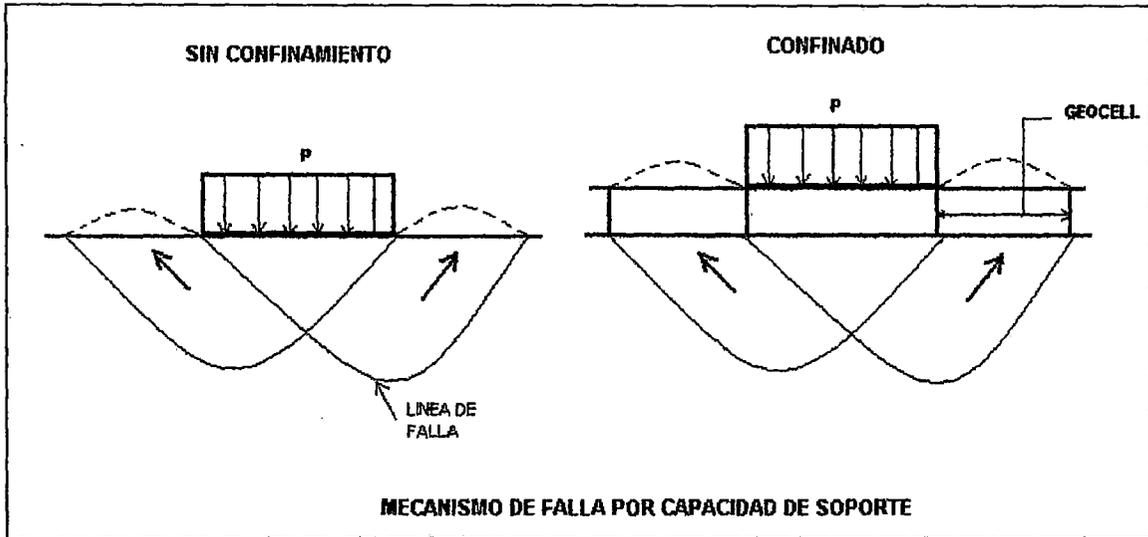
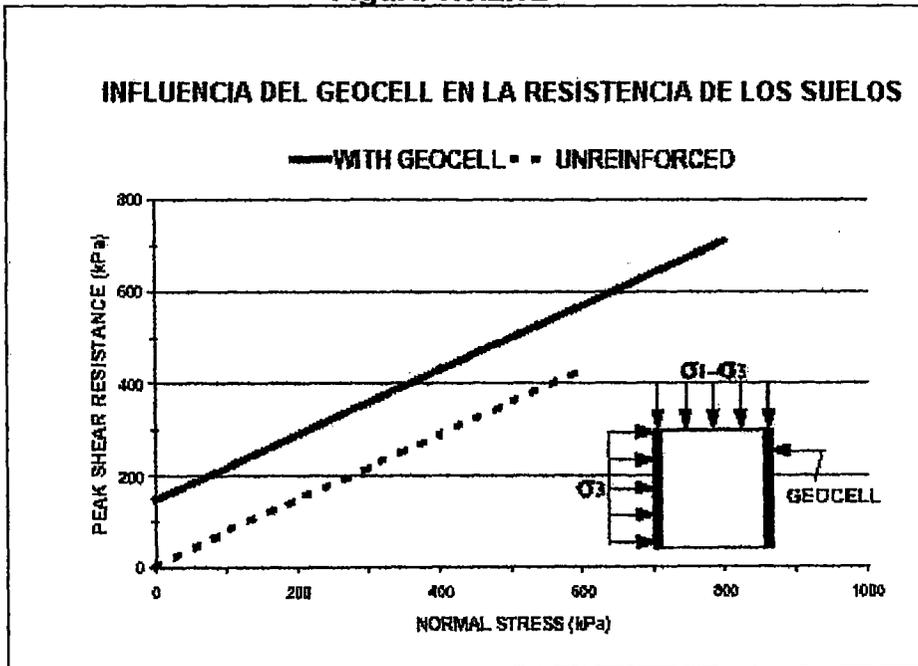
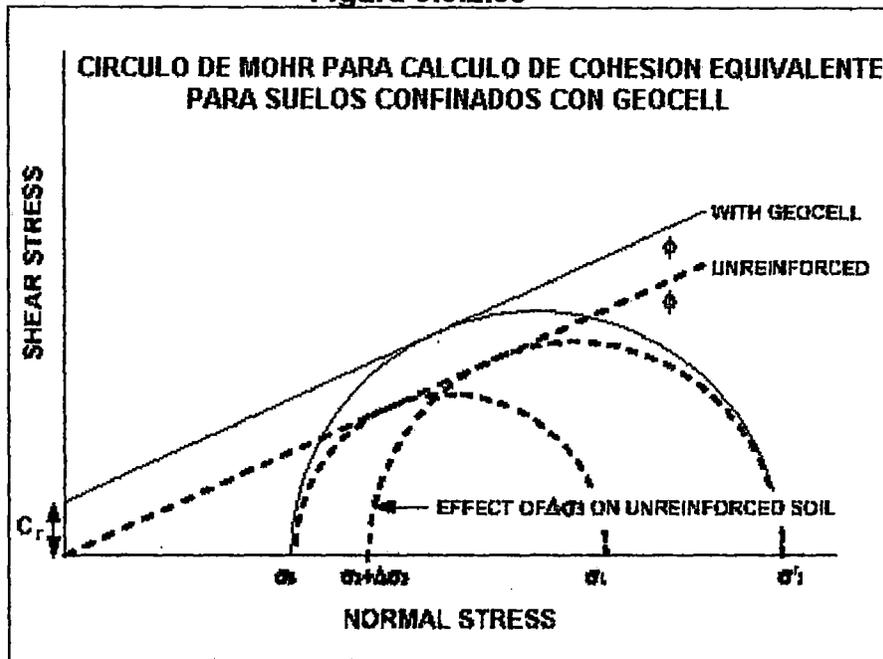


Figura 5.5.2.02



El esfuerzo vertical aplicado al suelo de relleno induce una presión activa horizontal en el perímetro de la celda. La fricción de la interfase suelo – pared transfiere cargas dentro de la estructura celular, transfiriendo cargas a las celdas. El producto final geoweb – suelo es un colchón compuesto con alta rigidez flexural y capacidad de soporte de cargas.

Figura 5.5.2.03



5.5.2.02.- GEOWEB SOBRE TERRENOS DE FUNDACION DEBILES

Se ha demostrado en base a pruebas de gran escala de carga – deformación sobre terrenos de fundación que tienen una baja capacidad de carga, los colchones de geocell tridimensionales son efectivos a muy bajos esfuerzos de tensión. Las capas de relleno tales como cemento y firme, resultan ser mas efectivos cuando son reforzados a tensión con geosintéticos como geomallas y geotextiles, para esfuerzos tensionales relativamente altos. Esto puede ser explicado por el hecho que la composición planar polimérica como material de refuerzo resiste mas cuando se somete a tensión.

SUBCAPA DE GEOTEXTIL

Cuando se trata de colocar la sección de Geoweb directamente sobre un terreno de fundación de material fino o cohesivo, se recomienda generalmente el uso de un geotextil que sirva de separación entre el suelo natural y el relleno granular. Esta separación es importante para evitar la contaminación y pérdida de

resistencia al corte del relleno granular y para evitar la penetración o la migración del material de relleno en el terreno de fundación. (Referirse a la sección 1.3.2.00).

5.5.3.00.- CRITERIO Y METODO DE DISEÑO

No existe un método de diseño único que abarque todas las aplicaciones del geoweb como soporte de carga. Para el sistema geoweb de pavimento granular, se ha desarrollado una metodología teórica, basada sobre métodos derivados empíricamente para el diseño de caminos afirmados sobre suelos blandos. Falta todavía desarrollar métodos de diseño para los pavimentos flexibles y los pavimentos granulares con rellenos de materiales inestables. Sin embargo, fue justamente para este último caso que se inventó originalmente el sistema de geoweb, y que se desarrolló y mostró ser efectivo, sobre todo con rellenos de arena.

5.5.3.01.- PARAMETROS DE DISEÑO

Para el diseño de pavimentos granulares con el sistema Geoweb, se requiere conocer los siguientes parámetros:

1.- CARGA DE LA RUEDA (P)

Se toma como carga de rueda de diseño la carga más pesada de rueda simple o doble que tendrá que soportar el pavimento granular a lo largo de la vida útil de la estructura.

2.- PRESIÓN DE LA LLANTA (p)

La presión de llanta es la presión con la que está inflada la llanta de la carga de rueda de diseño, y es aproximadamente equivalente a la presión de contacto con el suelo.

3.- COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA (Nc)

Los coeficientes de capacidad de carga son coeficientes determinados por métodos matemáticos o empíricos, utilizados en ecuaciones estándar para evaluar la capacidad portante de un suelo. Para caminos sin pavimentar sobre suelos

blandos cohesivos, el US Forest Service y otros organismos han determinado los coeficientes de capacidad de carga para el cálculo de la capacidad portante de los suelos sujetos a cargas dinámicas donde la falla al esfuerzo cortante de penetración (local) prevalece más que la falla al esfuerzo cortante general. El US Forest Service ha desarrollado los siguientes coeficientes de capacidad de carga para los caminos de pavimentos granulares o afirmados, para dos amplios rangos de cargas de tráfico.

$N_c = 2.8$ Alto Volumen de tránsito con pocos baches ($>1000EAL$; $<10,000EAL$)

$N_c = 3.3$ Bajo Volumen de tránsito con muchos baches ($<1000EAL$)

4.- RESISTENCIA AL CORTE DEL TERRENO DE FUNDACION

Existen varios métodos de prueba en laboratorio y en el campo para determinar la resistencia de los suelos del terreno de fundación para fines de diseño. Para los cálculos, la resistencia del suelo debe expresarse en términos de resistencia al corte o cohesión. La resistencia al corte puede determinarse en el campo mediante el ensayo de veleta, o en laboratorio por el ensayo de corte directo o la prueba de compresión triaxial. Se determina también con frecuencia mediante el Ensayo de Penetración Normal y la prueba del CBR (California Bearing Ratio – Relación de Soporte California). Para suelos cohesivos, la resistencia al corte puede estimarse a partir de la resistencia normal a la penetración, o del CBR. En ausencia de datos de ensayos de campo o de laboratorio, la resistencia del terreno de fundación puede deducirse a partir de otros ensayos como el CBR y Resistencia Normal a la Penetración, como se muestra en la Tabla 5.2.2.00.

ENSAYO DE CBR (RELACION DE SOPORTE CALIFORNIA)

El ensayo del CBR es una prueba índice utilizada para determinar la resistencia relativa de un suelo comparado con material estándar de piedra chancada de alta calidad. (Para más detalle ver sección 5.2.2.00)

ENSAYO NORMAL DE PENETRACION

El ensayo normal de penetración proporciona una indicación de la densidad, así como del ángulo de fricción interna, de los suelos sin cohesión, y de la resistencia al corte de los suelos cohesivos. (Para mas detalle ver sección 5.2.2.00)

ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de un suelo es el esfuerzo para el cual el suelo falla por corte. Puede calcularse dividiendo la fuerza cortante para la que falla el suelo por el área de la sección trnaversal del corte o, si se conocen la cohesión y el ángulo de fricción interna, por la ecuación general de coulomb:

$$S = c + \sigma \tan\emptyset$$

Donde:

C: es la cohesión (o atracción entre partículas) del suelo, expresada en términos de fuerza por unidad de área.

σ : es la presión de sobrecarga en términos de fuerza por unidad de área

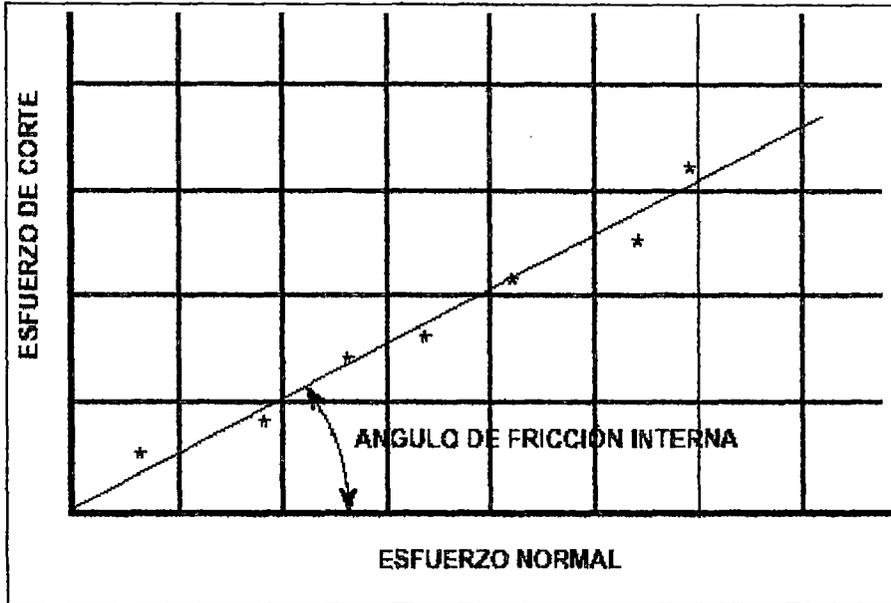
\emptyset : es el ángulo de fricción interna del suelo (resistencia al deslizamiento entre partículas) en grados.

5.- ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL MATERIAL DE RELLENO DEL GEOWEB

El ángulo de fricción interna de un suelo granular sin cohesión se puede determinar midiendo el esfuerzo cortante máximo de falla para un rango de esfuerzos normales (o presiones de confinamiento) y ploteando los resultados en un gráfico. El ángulo formado por la línea recta que, pasando por el origen, más se aproxima a los resultados, con el eje horizontal, es una buena aproximación del ángulo de fricción interna. Ver Figura 5.5.3.01. Para material granular compactado, el ángulo de fricción interna está típicamente en el rango de 30° a 40°. A mejor

calidad del material granular (en función de su angulosidad, graduación, dureza, etc), mayor ángulo de fricción interna.

Figura 5.5.3.01



6.- ANGULO DE RESISTENCIA AL CORTE ENTRE EL RELLENO GRANULAR Y LA PARED DE CELDA GEOWEB

Varía en función de la graduación y de la angulosidad de las partículas del material de relleno y de la rugosidad de la pared de la celda o del tamaño y espaciamiento de las perforaciones en dichas paredes.

Se han realizado ensayos de corte directo a fin de determinar los ángulos de resistencia al corte entre las paredes de celdas de geoweb con tratamiento estándar y varios materiales granulares de relleno comunes. Los resultados fueron expresados en términos de la relación máxima de los ángulos de fricción (o Relación Pared de la celda geoweb/Angulo de Fricción del Relleno), donde la Relación Máxima del Angulo de Fricción se define como el ángulo de resistencia al corte entre el relleno granular y la pared de la celda geoweb dividido por el ángulo máximo de fricción del material de relleno en aislamiento. Los valores de la relación Pared de la Celda Geoweb/Fricción del Relleno para las paredes de geoweb con tratamiento estándar y materiales granulares compactados están dados en la Tabla 5.5.3.02.

Tabla 5.5.3.02

RELACION MAXIMA DE ANGULO DE FRICCION RECOMENDADA		
MATERIAL DE RELLENO GRANULAR	TIPO DE PARED DE CELDA	$r = \delta / \phi$
Arena Gruesa / Grava	Lisa	0.71
	Texturizada	0.88
	Perforada	0.90
Arena Silícica	Lisa	0.78
	Texturizada	0.90
	Perforada	0.89
Piedra Chancada	Lisa	0.72
	Texturizada	0.72
	Perforada	0.83

5.5.3.02.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño para determinar el espesor de la capa de agregados para los pavimentos con superficie de rodadura granular, con y sin sistema de geoweb de confinamiento celular. Se utilizan primero los coeficientes de capacidad portante deducidos en forma empírica para determinar el esfuerzo máximo permisible sobre un terreno de fundación con resistencia al corte conocida o estimada. El esfuerzo máximo permisible es el esfuerzo que provocaría una falla localizada en el terreno de fundación por corte o penetración bajo condiciones de carga continua. Como las cargas sobre los pavimentos granulares son transitorias, el esfuerzo efectivo sobre el suelo es generalmente mayor de lo que sería bajo una carga estática. Por lo tanto, para efectos de diseño, se toma este esfuerzo máximo permisible como esfuerzo límite. Se aplica luego la teoría de Boussinesq para determinar el espesor de la capa granular debajo de la carga de rueda necesario para no sobrepasar el esfuerzo máximo permisible. Los cálculos que se presentan a continuación son para caminos de bajo volumen de tránsito donde se permiten deformaciones pequeñas o para el diseño de capas de pavimento de cimiento o mejoramiento del terreno de fundación, cuando el suelo es blando. No son para el diseño de estructuras de pavimentos asfálticos con superficie revestida.

Además se debe de cumplir que:

$$CBR_{\text{terreno de fundación}} < 5\%$$

A continuación se presenta la designación de las variables empleadas en el diseño:

cu: Esfuerzo de corte sin drenaje del terreno de fundación, psi

Nc: Factor de capacidad portante o coeficiente de capacidad de carga, adimensional

P: Carga dinámica de diseño para llantas simples, duales de un vehículo, lb.

p: Presión de inflado de llanta (llantas simples o duales) o presión de contacto bajo la carga P (llanta tandem), psi.

r: Relación máxima del ángulo de fricción Pared de Celda Geoweb / Relleno

δ : Angulo de fricción interna del material de relleno del geoweb

zt: Espesor desde la superficie hasta la parte superior de las paredes de celdas geoweb

zb: Espesor desde la superficie hasta la parte inferior de las paredes de celdas geoweb

Procedimiento:

1. Determinar el esfuerzo cortante sin drenaje, cu del terreno de fundación. Verificar en la Tabla 5.2.3.01 del acápite 5.2.3.00; si la resistencia del terreno de fundación está registrada en términos de la Resistencia Normal a la Penetración, CBR, o Ensayo Cono Penetrómetro, o identificación en el campo.

2. Determinar q_u , el máximo esfuerzo portante permisible del terreno de fundación.

$$q_u = N_c c_u$$

Donde:

$N_c = 2.8$ (Alto Volumen de tránsito con pocos baches – según las normas del U.S. Forest Service)

$N_c = 3.3$ (Bajo Volumen de tránsito con muchos baches – según las normas del U.S. Forest Service)

3. Determinar el espesor, z_u , requerido para el pavimento granular sin el sistema Geoweb de confinamiento celular mediante la siguiente ecuación (ecuación de Boussinesq para la estimación del esfuerzo vertical a una profundidad dada debajo de un peso circular, transformada para calcular el espesor de relleno, cimiento o capa de mejoramiento encima de un esfuerzo vertical dado, q_u)

$$z_u = \frac{R}{\left(\frac{1}{(1-q_u/p)^{0.67}} - 1 \right)^{0.5}}$$

Donde:

R = Radio del área cargada (o radio efectivo de llantas simples o dobles)

$$R = [P/(3.14.16p)]^{0.5}$$

4. Determinar el espesor requerido para el pavimento granular, z_G , con el sistema geoweb de confinamiento celular.

El espesor total de pavimento granular requerido con el sistema Geoweb es función de la profundidad de las celdas de geoweb, de la distancia a la que están colocadas debajo de la carga aplicada, de la carga de rueda y la presión de las llantas de diseño, y de las propiedades del material de relleno. El esfuerzo superficial (eso es, la presión de contacto de las ruedas) se distribuye

tanto vertical como horizontalmente a través de la estructura celular del Geoweb. Los esfuerzos horizontales, a su vez, son convertidos a esfuerzos de resistencia verticales a lo largo de las paredes de las celdas, reduciendo el esfuerzo vertical total directamente debajo del centro del área cargada. Se calcula el esfuerzo de resistencia total proporcionado por la estructura celular del geoweb y se le agrega al esfuerzo máximo permisible del terreno de fundación para determinar el espesor total del pavimento granular requerido con el sistema geoweb de confinamiento.

El primer paso consiste en seleccionar la profundidad de colocación, z_t , de la sección de geoweb dentro de la estructura del pavimento granular. Ya que los esfuerzos verticales son mayores cerca de la superficie, se obtiene un comportamiento óptimo y una máxima reducción del espesor colocando el geoweb tan cerca de la superficie como sea posible. Sin embargo, para proteger la parte superior de las paredes de las celdas de geoweb, se recomienda generalmente una superficie de rodadura de agregados de 25 mm a 50mm.

Después de seleccionar una profundidad de colocación de prueba, calcular el esfuerzo vertical, σ_{vt} , en la parte superior de la sección de geoweb mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{vt} = p [1 - [1 / (1 + (R/z_t)^2)]^{3/2}]$$

- Luego, calcular el esfuerzo vertical, σ_{vb} , en la parte inferior de la sección de geoweb. La profundidad, z_b , del fondo de la sección es igual a la profundidad z_t de la parte superior más el espesor de la sección de geoweb.

$$\sigma_{vb} = p [1 - [1 / (1 + (R/z_b)^2)]^{3/2}]$$

- Calcular el esfuerzo horizontal arriba, σ_{ht} , y al fondo, σ_{hb} , de la sección de geoweb utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v$$

Donde "Ka" es el coeficiente de presión activa del suelo:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

- El esfuerzo horizontal en la parte superior de la sección de geoweb, σ_{ht} :

$$\sigma_{ht} = K_a \sigma_{vt}$$

- El esfuerzo horizontal en la parte inferior de la sección de geoweb, σ_{hb} :

$$\sigma_{hb} = K_a \sigma_{vb}$$

- Determinar luego el esfuerzo horizontal promedio sobre las paredes de las celdas de geoweb, de la siguiente manera:

$$\sigma_{avge} = (\sigma_{ht} + \sigma_{hb}) / 2$$

- Luego calcular la reducción del esfuerzo, σ_r , directamente debajo del centro del área cargada producida por la transferencia de esfuerzo a las paredes de las celdas de geoweb, utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma_r = 2 (H/D) \sigma_{avge} \tan \delta$$

Donde:

H: Profundidad de celda de geoweb en mm (pulg)

D: Diámetro efectivo de las celdas geoweb = 178 mm (7.0 pulg)

δ : Angulo de resistencia al corte entre el material granular de relleno y las paredes de las celdas de geoweb

δ : $r\phi$ (obtener de los datos de ensayo o estimar r con la tabla 5.5.3.02)

- Determinar el esfuerzo permisible de diseño, q_G , sobre el terreno de fundación con el sistema geoweb, utilizando la siguiente ecuación:

$$q_G = q_a + \sigma_r$$

- Determinar el espesor total requerido para el pavimento granular, z_G , con el sistema geoweb de confinamiento celular.

$$z_G = \frac{R}{\left(\frac{1}{(1-q_G/p)^{0.87}} - 1 \right)^{0.5}}$$

Si el espesor total requerido es mayor que el espesor de la capa superficial (eso es, espesor hasta la parte superior de la sección de geoweb, más el espesor de la sección de geoweb), entonces se requiere de una capa de cimiento. El espesor de esta capa de cimiento debe ser igual al espesor total requerido menos el espesor de la capa superficial y el de la sección de geoweb.

Calculada por medio de las ecuaciones presentadas previamente, la Tabla 5.5.3.03 indica los espesores de firme y cimiento requeridos para varios tipos de paredes de celdas del sistema geoweb de soporte de carga, bajo las siguientes condiciones de carga:

- Espesor de la sección de geoweb (profundidad de las celdas): 203mm (8 pulg)
- Material de relleno: piedra chancada
- Angulo de fricción: 38°
- Presión de llantas: 690 kPa (100 psi)
- Espesor de revestimiento sobre la sección de geoweb: 25mm (1 pulg)
- Coeficiente de capacidad de carga: 2.8

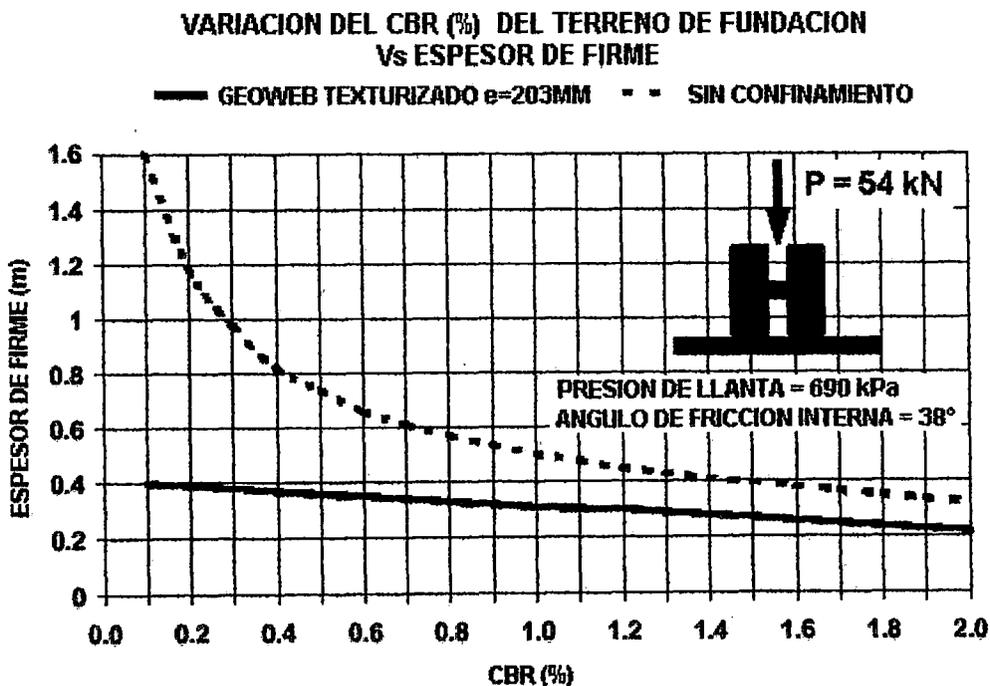
Tabla 5.5.3.03

ESPESOR TOTAL DEL FIRME DE GRAVA, INCLUYENDO LA SECCION DE GEOWEB										
CBR de Terreno Fundación	Carga de Rueda		Liso r = 0.71		Texturizado r = 0.88		Perforado r = 0.90		Piedra No Confinada	
	kN	lb	mm	pulg	Mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
0.2	27	6,000	277	10.9	241	9.5	236	9.3	876	34.5
	53	12,000	366	14.4	315	12.4	310	12.2	1,240	48.8
	111	25,000	490	19.3	419	16.5	411	16.2	1,788	70.4
	222	50,000	655	25.8	556	21.9	546	21.5	2,527	99.5
0.5	27	6,000	251	9.9	221	8.7	218	8.6	546	21.5
	53	12,000	335	13.2	292	11.5	287	11.3	772	30.4
	111	25,000	450	17.7	389	15.3	384	15.1	1,113	43.8
	222	50,000	605	23.8	518	20.4	511	20.1	1,575	62.0
1.0	27	6,000	218	8.6	203	8.0	203	8.0	376	14.8
	53	12,000	292	11.5	257	10.1	254	10.0	531	20.9
	111	25,000	396	15.6	345	13.6	340	13.4	767	30.2
	222	50,000	536	21.1	465	18.3	457	18.0	1,085	42.7
2.0	27	6,000	203	8.0	203	8.0	203	8.0	251	9.9
	53	12,000	231	9.1	206	8.1	203	8.0	353	13.9
	111	25,000	315	12.4	279	11.0	274	10.8	536	21.1
	222	50,000	429	16.9	376	14.8	368	14.5	721	28.4

*Los valores de carga de rueda presentados son para ruedas simples o dobles.

En la Figura 5.5.3.02 se ha graficado los valores obtenidos en la Tabla 5.5.3.03, para las condiciones de carga mostradas, se puede observar los mayores espesores obtenidos de pavimento en el caso sin confinamiento con geoweb.

Figura 5.5.3.02



CAPITULO VI
PROCESOS CONSTRUCTIVOS PARA LA
INSTALACIÓN DE GEOMALLAS EN
CARRETERAS

CAPITULO VI

PROCESOS CONSTRUCTIVOS PARA LA INSTALACIÓN DE GEOMALLAS EN CARRETERAS

6.1.0.00.- METODO CONSTRUCTIVO PARA EL MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACIÓN CON GEOMALLAS

Las geomallas mejoran la capacidad de soporte del Terreno de Fundación proporcionando una mejor distribución de las cargas sobre un área dada, es decir que para cargas iguales la repartición de cargas sobre un área, es menor, cuando se coloca una geomalla. Este es el principio en el cual se basa el mejoramiento del terreno de fundación con la aplicación de una geomalla.

Un geotextil puede ser requerido según las condiciones propias del terreno, para prevenir que el suelo del terreno de fundación se filtre hacia las capas granulares del pavimento. A continuación se mencionan algunas condiciones según las cuales pudiera ser necesario un geotextil de separación:

- Rellenos uniformemente graduados
- Niveles freáticos altos
- Cargas de tráfico frecuentes y pesadas
- Fluctuaciones del nivel freático continua

Además se debe tener presente las condiciones mas apropiadas del material de suelo del terreno de fundación, para las cuales se debe usar un geotextil; (Ver sección 1.3.2.05, del Capítulo I).

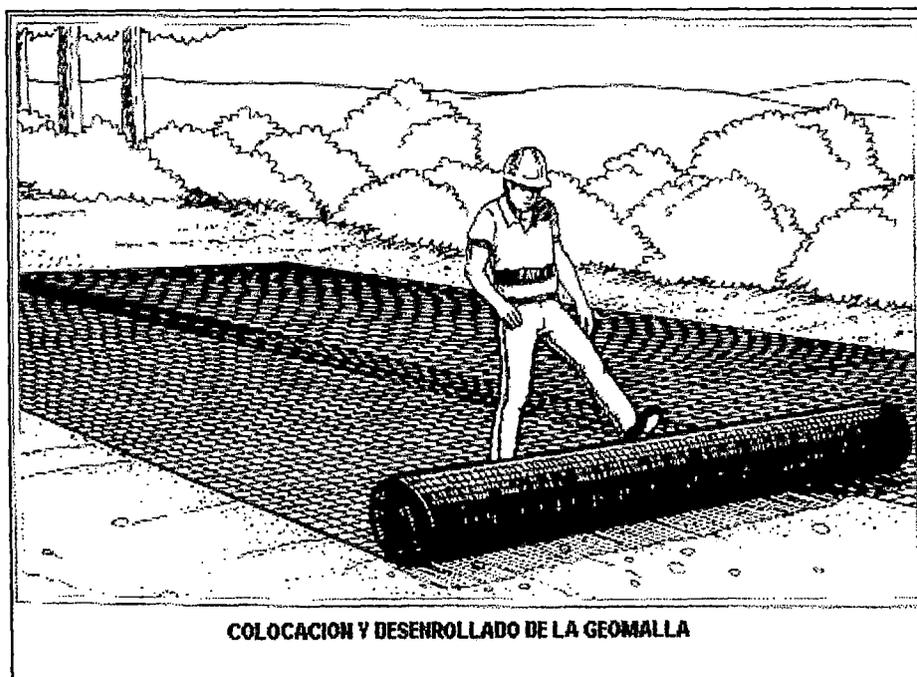
El procedimiento de instalación de una geomalla con fines de mejoramiento del terreno de fundación es el siguiente:

A.- PREPARACION DEL SITIO

Se deben remover todos los obstáculos tales como árboles, plantas largas, raíces etc; dejando el terreno limpio. La superficie debe ser perfilada y nivelada uniformemente; no dejando surcos a lo largo del terreno de la vía. Algunas veces no es conveniente hacer un perfilado como es el caso de terrenos pantanosos y turbas. La geomalla puede entonces colocarse directamente sobre el terreno preparado después de cortar la vegetación al nivel de la subrasante, quedando libre de cualquier obstáculo que imposibilite la instalación de la geomalla.

Se debe tener cuidado, para evitar que alguna corteza de vegetación quede sobre el terreno, si el terreno estuviese libre de cualquier protuberancia, la geomalla puede ser colocada directamente sobre el terreno sin preparar. Una vez realizada la limpieza de la superficie del terreno se procede a compactar el terreno con el equipo apropiado, el cual depende de la resistencia del terreno pudiéndose usar rodillos vibratorios lisos, no muy pesados y rodillos pata de cabra.

Figura N° 6.1.1.00



B.- TIPO Y COLOCACION DE LAS GEOMALLA

La Tabla N° 6.1.1.00 muestra el tipo de geomalla recomendada según la resistencia de soporte del suelo de fundación y el peso de los equipos y vehículos que operarán sobre el relleno de mejoramiento reforzado.

Tabla N° 6.1.1.00

GEOMALLAS PARA ESTABILIZACION DE TERRENOS DE FUNDACION			
CBR<1	1<CBR<3	3<CBR<5	CONDICIONES DE CARGA
BX1200*	BX1100*	BX1100	CON CAMIONES DE CARRETERA
BX4200*	BX4100*	BX4100	
BX1200*	BX1200*	BX1100	CON VEHICULOS TODO TERRENO
BX4200*	BX4200*	BX4100	

* Para suelos designados como CL, ML, GM, GC, SP-SM, SC, SM, (conforme a la SUCS) y para emplazamientos con una capa freática alta, un geotextil y geomalla pueden ser de utilidad especialmente si los siguientes criterios de filtración no se ven satisfechos por el Terrenos de Fundación, el material del cimientto ni por el del firme (filtro): D15(filtro)/D85(suelo) < 5, D50(filtro)/D50(suelo) <= 25

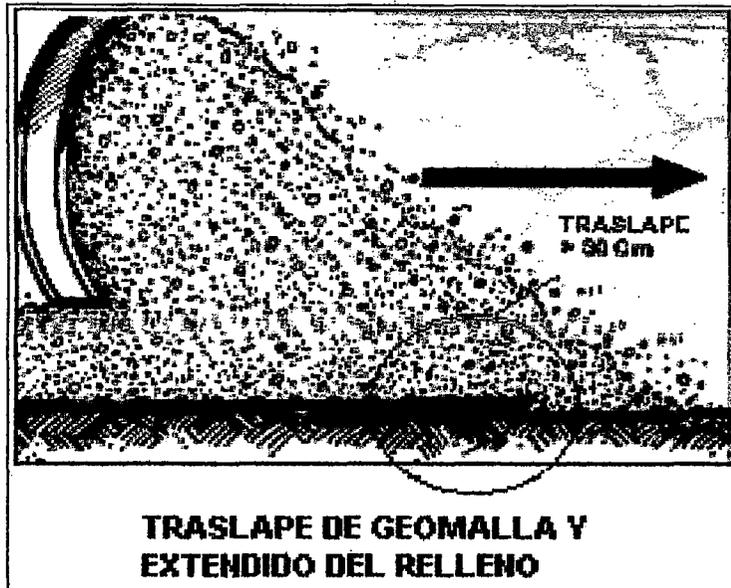
Cuando se requiera un geotextil de separación, se recomienda un geotextil no tejido de 205 gr/m2. Este geotextil puede ser laminado a la geomalla o colocado como una capa separadora debajo de la geomalla.

Colocar la geomalla en posición y desenrollar manualmente sobre el terreno (Figura N° 6.1.1.00). Los rollos adyacentes deben ser traslapados de acuerdo a la Tabla N° 6.1.2.00. Dicho traslape debe ser en la dirección que el relleno será extendido (Ver Figura N° 6.1.2.00).

Tabla N° 6.1.2.00

TRASLAPES RECOMENDADOS			
TIPO DE SUELO	CBR	TRASLAPE DE GEOMALLA (m)	ESPACIAMIENTO PARA FIJACION (m)
Firme	> 3	0.30	-
Suelo débil	1 - 3	0.60	3.00
Suelo muy débil	< 1	0.90	1.50

Figura N° 6.1.2.00



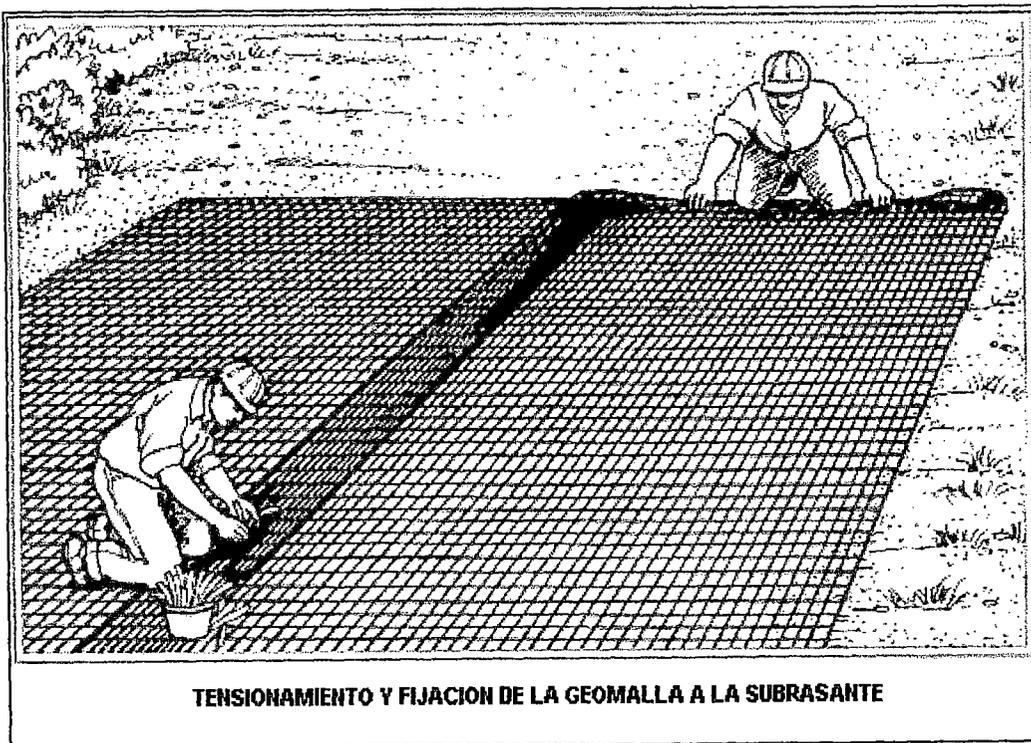
Los rollos adyacentes de geomalla deben ser sujetos juntos con cables de cuero o plástico cada 1.50 m (si el suelo es extremadamente débil) a 3.00 m (si es un terreno estable). Las esquinas de las geomallas pueden ser sostenidas con uno o dos paladas de relleno (Ver Figura N° 6.1.3.00).

C.- DESCARGA Y EXTENDIDO DEL RELLENO

Cuando se realiza la operación de descarga del material de relleno para cimiento o capa de mejoramiento con un camión volquete o similar y su respectivo extendido con un tractor sobre orugas o sobre ruedas, o tal vez utilizando una motoniveladora; se debe tener cuidado de no operar el equipo directamente sobre la geomalla.

Una capa delgada de material granular ("relleno") que eleve el nivel del terreno, puede no ser suficiente para soportar el equipo destinado a la conformación del relleno reforzado.

Figura N° 6.1.3.00



En general se requiere tener una capa de relleno inicial delgada de no menos que 0.15m. Para condiciones en las cuales se tenga un terreno de muy baja capacidad portante, el espesor de relleno requerido es función de la capacidad de soporte del terreno de fundación y el método constructivo aplicado. Por consiguiente la capa inicial de relleno será significativamente mayor que 0.15m. Para condiciones de suelos blandos se debe tener cuidado al momento de descargar el relleno y verificar si dicho suelo soportará el peso y luego empujar el material sobre la geomalla. Se debe trabajar desde áreas de terrenos estables a débiles. En casos donde el terreno sea muy débil el material granular de relleno debe ser colocado por un tractor DW-4 o similar. (Ver Figura N° 6.1.4.00).

El cucharón del tractor debe ser elevado tal como el relleno es empujado sobre la geomalla. Se recomienda hacer esto con el fin de empujar la mayor cantidad de relleno sobre la geomalla y reducir el esfuerzo en el terreno de fundación.

Descargar desde atrás la siguiente tanda de material granular sobre el relleno nivelado y avanzar con el tractor para esparcir el material. No olvidar la dirección del traslape de la geomalla y no trabajar en sentido contrario al traslape. Si se formaran ondulaciones en la geomalla, ellas usualmente tienden a desaparecer hacia el final del rollo de la geomalla. En lo que se refiere a la compactación se pueden usar los métodos estándares a menos que el suelo sea extremadamente débil. En estos casos, la compactación estática en adición a la compactación vibratoria puede ser usada. La compactación es hecha normalmente con un compactador ligero (liso) y con asistencia de un camión cisterna, para efectuar el riego con agua (El agua es ideal para compactar material arenoso). Si se formaran algunos surcos o bombeos severos bajo las cargas de tráfico de camiones o tractores, se debe agregar material granular de relleno inmediatamente para fortalecer la sección.

Figura N° 6.1.4.00



6.1.1.00.- PERSONAL, MATERIALES, Y EQUIPO MECANICO REQUERIDO

El personal requerido para la instalación de la geomalla sobre la superficie de terreno, limpia de todo material orgánico u otro, se sugiere sea una cuadrilla compuesta por un oficial y un peón para el tendido y fijación; paralelamente a esta actividad y teniendo un avance considerable del tendido de geomalla se podría realizar el descargue y colocación del material de relleno. De esta manera se logra ejecutar dos tareas en forma paralela: la primera el tendido de la geomalla y la segunda la conformación del relleno granular o capa de firme. Para el extendido y conformación del material granular se necesitará de cinco peones, que trabajen en conjunto con el equipo encargado de realizar este extendido.

En resumen el personal requerido se compone de las siguientes categorías:

- 01 Capataz
- 01 Oficial
- 05 Peón

El material a utilizar es una geomalla o geogrid, la cual es comercializada por rollos de aproximadamente 50 metros de longitud (como mínimo) y 4 metros de ancho. Así mismo se debe contar con los fijadores, para extender la geomalla lo mas tensada posible, pudiendo ser estos tiras de cuero.

En resumen los materiales requeridos se componen de los siguientes elementos:

- Material Seleccionado para relleno, cimient o mejoramiento
- Agua
- Geomalla
- Fijadores o tensadores

El equipo necesario para realizar las labores de conformación de la capa granular, de cimient, será un tractor D4, D6 ó motoniveladora de 125HP. La compactación estará a cargo de un rodillo liso vibratorio, cuyo peso recomendable es de 7 a 9 toneladas, y una cisterna para el riego con agua.

En resumen el equipo requerido se compone de la siguiente maquinaria:

- 01 Tractor DW-4 o Motoniveladora 125HP

- 01 Rodillo liso vibratorio autopropulsado 7-9 Tn
- 01 Camión Cisterna de 2,000Gln

El peso del equipo de compactación depende de la estabilidad del terreno de fundación.

6.2.0.00.- METODO CONSTRUCTIVO PARA EL REFUERZO DEL FIRME CON GEOMALLAS

A.- PREPARACION DEL TERRENO

Primeramente se requiere realizar una limpieza y/o desbroce del terreno sobre el cual se han trazado los carriles de la vía. (Ver Figura N° 6.2.1.00)

Figura N° 6.2.1.00



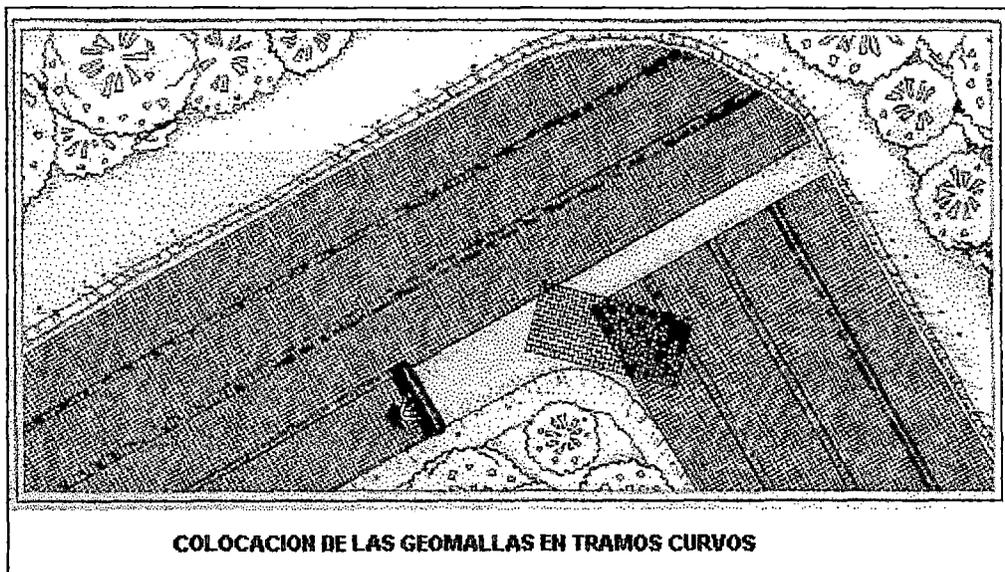
Perfilar el terreno para un adecuado drenaje (% de bombeo) y nivelar la superficie, para dejarla exenta de escombros, luego se compacta con el equipo apropiado la superficie del terreno de fundación. Es necesario tener en cuenta la excavación para la conformación de cunetas, en la cual se puede utilizar una motoniveladora

para excavar los primeros centímetros de profundidad, valor que será la profundidad total de la cuneta proyectada menos el espesor total del firme granular.

B.- COLOCACION DE LA GEOMALLA

Las geomallas son unos productos que se comercializan en rollos de un determinado ancho y una longitud determinada, este rollo debe ser desenrollado sobre el terreno preparado; además la geomalla debe ser previamente cortada de manera tal que se acomode al diseño geométrico de la vía. (la geomalla debe ser cortada y traslapada para cubrir totalmente las curvas) (Ver Figura N° 6.2.2.00)

Figura N° 6.2.2.00

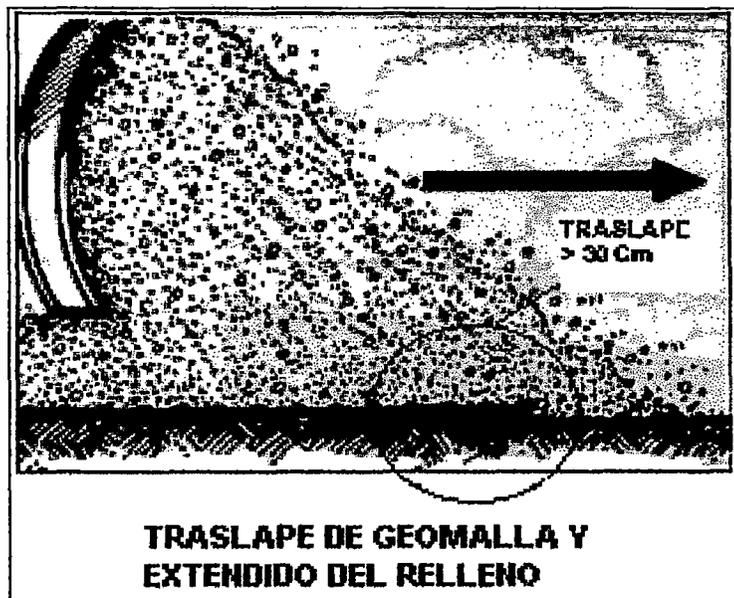


La localización recomendada de la geomalla dentro del firme será la siguiente: si el espesor del firme reforzado es 35 cm ó menos la geomalla debería ser colocada en la interfase del terreno de fundación y la capa de firme; y si el espesor del firme reforzado es mayor que 35 cm y menor que 50 cm la geomalla será colocada en la mitad de todo el espesor. Sin embargo esto dependerá de la posición de la geomalla dentro del pavimento que se ha considerado en el diseño.

Cuando dos rollos son colocados paralelamente o se requiere colocar un segundo rollo a continuación del otro (extremo inicial y extremo final de los rollos) se hace necesario un traslape de por lo menos 30 cm.

Los traslapes de las geomallas deberán ser en la dirección en la cual el relleno es extendido. (Ver Figura N° 6.2.3.00)

Figura N° 6.2.3.00



C.- TENSIONAMIENTO Y FIJACION

La geomalla puede ser fijada al terreno para mantenerla anclada y mantener los traslapes y alineamientos durante la colocación del material de firme por medio de clavos de 6", grapas "U" u otros sujetadores que fijen la geomalla al terreno. Se debe anclar el final del rollo, en su centro para mantenerlo aun más fijo.

La geomalla debe ser desenrollada, alineándola y estirándola con una tensión suficiente para templarla y que no tenga ninguna ondulación. (Ver Figuras N° 6.2.4.00 y N° 6.2.5.00)

Figura N° 6.2.4.00

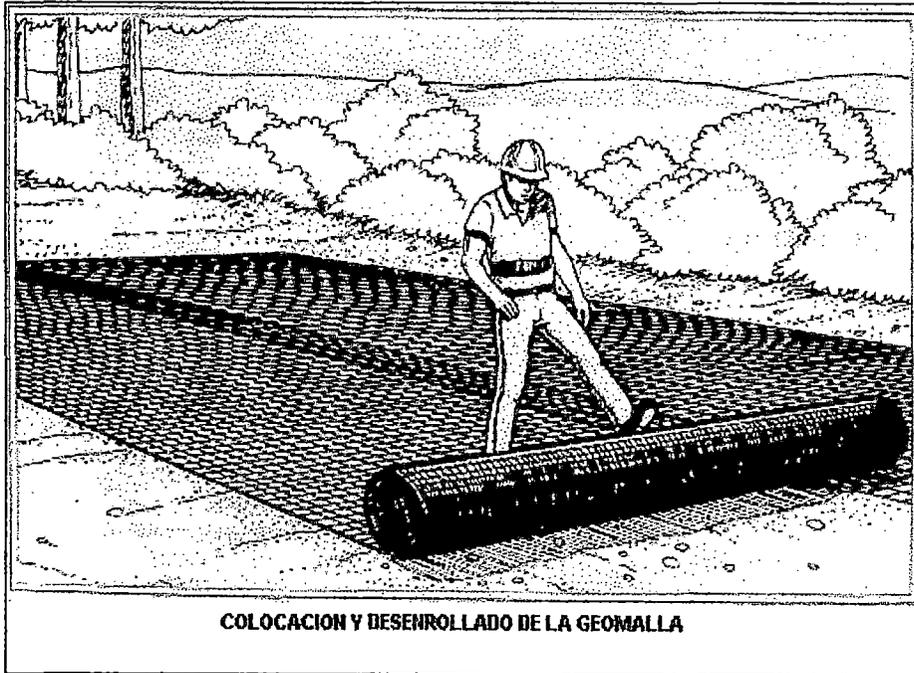
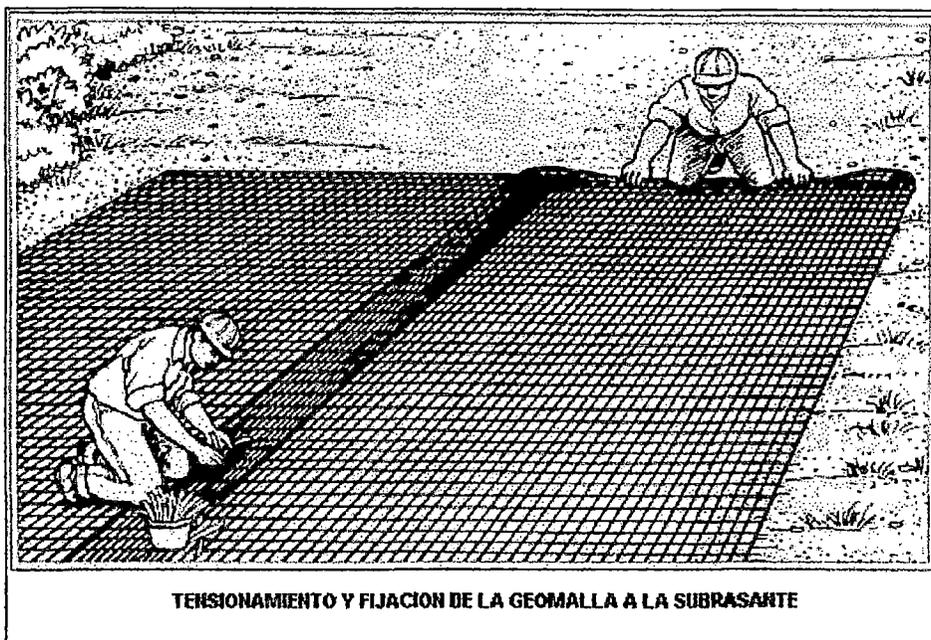


Figura N° 6.2.5.00



La geomalla tiene que ser fijada en ambos extremos en las esquinas y a lo largo de los bordes, lo suficiente como para que esta quede bien extendida.

Cuando el material granular es extendido mediante empuje sobre la geomalla con la ayuda de un tractor empujador o motoniveladora, se pueden formar ondulaciones en la geomalla, los anclajes atraparán estas deformaciones evitándolas. El peligro de que ocurran estas deformaciones es que la geomalla sea dañada por el equipo usado en el extendido. Si estas ondulaciones ocurrieran aun con los sujetadores, estos anclajes deben ser removidos para permitir a las ondulaciones estirarse hasta e final de los extremos del rollo.

D.- DESCARGA Y EXTENDIDO DEL MATERIAL DE FIRME

D.1.- La descarga del material granular se hará mientras se maneja el volquete sobre la geomalla, para el caso de terrenos firmes. (Ver Figura N° 6.2.6.00).

Figura 6.2.6.00



Un anclaje adecuado es necesario en este caso para prevenir que el tráfico de acarreo o empuje descoloque la geomalla.

No existe ningún inconveniente para que las llantas de jebe de los camiones puedan conducirse sobre la geomalla a muy baja velocidad (menos de 25 km/hr) y empujar el relleno con la ayuda de un empujador o motoniveladora, a medida que se avanza. Se debe evitar volteos y paradas bruscas.

No manejar equipo montado sobre orugas directamente sobre la geomalla. En este caso, por seguridad se debe tener un relleno de por lo menos 0.15m entre la geomalla y el equipo mencionado. Esto se puede lograr con una adecuada graduación de la posición del cucharón del empujador.

Otra alternativa es la colocación del material de relleno granular con la ayuda de un tractor montado sobre ruedas o usar una motoniveladora.

D.2.- Realizar la descarga del material mientras se conduce sobre el material de firme colocado, para el caso de terrenos débiles. (Ver Figura N° 6.2.7.00)

Figura N° 6.2.7.00



Una vez que se tiene un área sobre la cual se tenga una primera capa de material de firme extendida (puede ser sobre la geomalla, dependiendo si esta es su ubicación dentro del pavimento), se vacía la siguiente tanda de material; sobre el firme ya colocado. Luego empujar el material de firme sobre la geomalla con un tractor o una motoniveladora.

Avanzar con el empuje del material de firme, para disipar alguna ondulación en la geomalla y para mantener el traslape de rollos adyacentes.

RECOMENDACIÓN PARA LA SELECCIÓN DEL MATERIAL DE FIRME

La graduación y el contenido de humedad del material de firme o cimiento son dos elementos importantes para una estabilización con o sin geomalla.

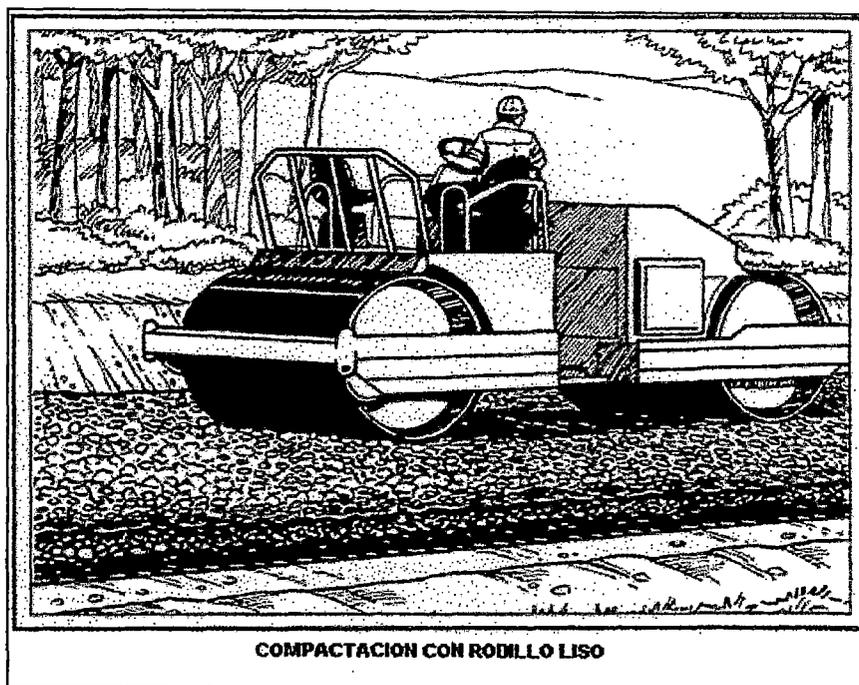
La gradación del relleno preferida para la capa de firme o cimiento directamente sobre la geomalla, es una piedra chancada bien graduada con un tamaño de partícula máximo de 1 ½" y de 4% a 10% de finos (pasan la malla N°200). Las geomallas trabajarán satisfactoriamente con gradaciones de material fino o grueso (Ver Tabla 1.2.2.01, Capítulo I), si es que se tiene una buena compactación y una humedad justo por debajo del óptimo contenido de humedad.

E.- COMPACTACION

Compactar el relleno de firme según especificaciones después de que este halla sido nivelado y antes que esté sometido a tráfico de camiones (Ver Figura N° 6.2.8.00). Una inadecuada compactación provocará la formación de surcos bajo cargas de tráfico. La correcta compactación reduce el espesor efectivo del material de firme y aumentará la capacidad de soporte del terreno de fundación.

No se debe permitir que el contenido de humedad exceda el óptimo. El humedecimiento excesivo del material de firme no permitirá una buena compactación y se originarán surcos con mayor facilidad.

Figura N° 6.2.8.00



Se recomienda usar la Tabla 6.2.1.00 de este capítulo para la gradación del material de firme, de esta manera se alcanzarán contenidos de humedad justo por debajo del óptimo contenido de humedad.

6.2.1.00.- MATERIALES, PERSONAL Y EQUIPO MECANICO REQUERIDO

El personal requerido para la instalación de la geomalla sobre el terreno de fundación o dentro del firme, es una cuadrilla compuesta por un oficial y un peón para el tendido y fijación de un rollo; paralelamente a esta actividad y teniendo un avance considerable del tendido de geomalla se podría realizar el descargue y colocación del material de firme. De esta manera se logra ejecutar dos tareas en forma paralela: la primera la colocación de la geomalla y la segunda la conformación de la capa de firme. Para el extendido del material granular se necesitará de cinco peones, que trabajen en conjunto con el equipo encargado de realizar este extendido.

En resumen el personal requerido para conformar el firme se compone de las siguientes categorías:

- 01 Capataz
- 01 Operario
- 05 Peones

El material a utilizar es una geomalla o geogrid, la cual es comercializada por rollos de aproximadamente 50 metros de longitud (como mínimo) y 4 metros de ancho. Así mismo se debe contar con los fijadores, para extender la geomalla lo mas tensada posible, pudiendo ser estos tiras de cuero

En resumen los materiales requeridos se componen de los siguientes elementos:

- Material de Firme
- Agua
- Geomalla
- Fijadores o tensadores

El equipo necesario para realizar las labores de conformación de la capa granular, de cimiento o firme, será un tractor D4, D6 o motoniveladora. La compactación estará a cargo de un rodillo liso vibratorio, cuyo peso recomendable es de 7 a 9 toneladas, un rodillo neumático (opcional) y una cisterna para el riego con agua.

En resumen el equipo requerido se compone de la siguiente maquinaria:

- 01 Tractor DW-4,6 ó Motoniveladora 125HP
- 01 Rodillo liso vibratorio autopulsado 5 Tn
- 01 Rodillo neumático 5 Tn
- 01 Camión Cisterna de 2,000 glns.

CAPITULO VII
COSTOS EN CARRETERAS CON EL SISTEMA
SUELO - GEOMALLA

CAPITULO VII

COSTOS EN CARRETERAS CON EL SISTEMA SUELO - GEOMALLA

7.1.0.00.- INTRODUCCION

Cuando se habla de costos en un pavimento se debe definir el concepto de costo anual de un pavimento; el cual viene a ser la suma del costo inicial y su costo de mantenimiento.

$$\text{COSTO ANUAL DE UN PAVIMENTO} = \frac{\text{COSTO INICIAL}}{\text{VIDA DE DISEÑO (AÑOS)}} + \text{COSTO ANUAL DE MANTENIMIENTO}$$

El costo inicial de un pavimento involucra costos directos e indirectos. Los costos directos comprenden los rubros de mano de obra, materiales y equipos que intervienen directamente en la construcción del pavimento. Los costos indirectos en cambio son todos aquellos que no intervienen directamente en la producción del pavimento y comprenden la dirección técnica de la obra, gastos de oficina y campamento, apoyo logístico, ensayos de laboratorio, y otros. Todos estos costos indirectos están representados por un porcentaje de gastos generales sobre la base de los costos directos, cuando se presenta la estructura de un presupuesto de una obra vial, específicamente una carretera.

Con respecto a los costos anuales de mantenimiento, se ha comprobado que un pavimento flexible requiere una inversión mucho mayor que la de un pavimento rígido. Según la Portland Cement Association (PCA), esa relación para el caso de los pavimentos urbanos puede variar entre 4 y 7. En nuestro país es muy difícil la evaluación ya que no han existido programas de mantenimiento en años anteriores y en la actualidad no se cuenta con estadísticas publicadas. Respecto a la frecuencia con la cual se deben realizar los mantenimientos, se puede decir que

un pavimento flexible requiere de un mantenimiento a partir de los dos años cuando se trata de un Tratamiento Asfáltico Superficial y a partir de los cinco años de servicio si se trata de un Revestimiento Asfáltico.

La presente tesis tiene por finalidad mostrar como la aplicación de las geomallas tanto para el mejoramiento de Terrenos de Fundación como para el refuerzo de Firmes provee principalmente un ahorro de dinero, pero también representa una propuesta técnica mas, para los ingenieros diseñadores que vean limitado un proyecto por tener problemas con los suelos de Terrenos de Fundación o por contar con una escasez de materiales destinados a la construcción de las capas del pavimento.

Como se ha mencionado en el capítulo IV, la aplicación del refuerzo de suelos con geomallas en carretera tienen dos aplicaciones principales las cuales son: mejorar el suelo de Terrenos de Fundación y reforzar el Firme. En los dos casos el análisis económico depende de diferentes factores propios de la zona del proyecto como la ubicación y potencia de las canteras de material para las capas del pavimento (distancias de transporte), profundidad de excavación cuando se quiere reemplazar el suelo del terreno de fundación para mejorar el Terrenos de Fundación, espesores del pavimento, conformación de botaderos entre otros. Cuando se diseña un pavimento flexible reforzado con una geomalla se tienen las siguientes opciones de diseño:

- 1.- Incremento del periodo de performance.
- 2.- Reducción del espesor del pavimento.
- 3.- Combinación de las opciones (1) y (2).

Con la opción 1, el espesor del Revestimiento asfáltico y las capas de firme no son reducidos.

Obviamente esto aumenta los costos iniciales de construcción de la estructura del pavimento. Los resultados de incorporar una geomalla de refuerzo se observan durante su vida útil a través de mantenimientos reducidos y menos rehabilitaciones. Por consiguiente con la opción 1, los costos durante el ciclo de vida de un pavimento son cuantificados para determinar el beneficio potencial económico de incorporar una geomalla estructural dentro de la estructura de un pavimento.

Una geomalla de refuerzo, extiende los periodos de performance, de esta manera reduce el número de rehabilitaciones requeridas dentro del periodo de análisis (periodo de diseño) del pavimento. El alargue de los periodos de performance también originan beneficios económicos reduciendo costos de usuarios, mediante una mejor serviciabilidad.

El análisis económico financiero de un proyecto vial y mas puntualmente de una carretera consiste en realizar un estudio comparativo de alternativas que proponen diferentes periodos de diseño y un cierto número de rehabilitaciones para este periodo; sin embargo en un país como el Perú donde las experiencias con pavimentos mejorados con geomallas son escasas o nulas, existe una incertidumbre o poca confiabilidad en asegurar que un pavimento evidentemente vea extendido su periodo de performance por efecto del reforzamiento del pavimento.

El uso de la opción 2, implica una reducción de los costos de construcción inicial. El diseño con esta opción está basado en la premisa de que los periodos de análisis y performance permanecen esencialmente inalterados. De esta manera el costo luego de la construcción inicial del pavimento permanece inalterado. Esta es una conservadora hipótesis desde que el nivel de confiabilidad de un pavimento reforzado es incrementado con respecto al de un pavimento sin refuerzo.

Es con esta opción de diseño, para la cual se efectuará una comparación de costos de construcción inicial que no sólo muestra una compensación de costos entre el ahorro de material para el pavimento y el costo de la geomalla, sino que se optimiza los tiempos de construcción y eleva el nivel de confiabilidad del diseño.

La opción 3 consiste en una combinación de las dos primeras opciones de diseño. Esta opción puede ser usada cuando:

- Una disminución de los costos iniciales de construcción no se puede dar mediante el presupuesto del proyecto.
- Un análisis de costos durante la vida útil utilizando la opción de diseño 1, no demuestra un ahorro económico aceptable.

Esta opción es definida como un diseño que reduce el espesor del pavimento, lo suficiente como para compensar algo o todo el costo de suministro e instalación de la geomalla, pero es menor que la reducción máxima que es calculada con la opción de diseño 2.

De esta manera los costos de construcción inicial son mantenidos aproximadamente inalterados y los costos durante el ciclo de vida son optimizados, aunque en menor proporción que con la opción de diseño 1.

7.2.0.00.- PRESUPUESTO DE OBRA: “CARRETERA IQUITOS – NAUTA, TRAMO IV”

La carretera Iquitos-Nauta comprende la construcción del saldo de obra (Km 0+000 – Km 24+500), que es tema de un cuidadoso estudio y cuya estructura de pavimento asfáltico está conformado por una capa de mejoramiento (cimiento), firme arenoso, y una capa de mortero asfáltico, como se ha descrito en el Capítulo V, donde se ha efectuado su diseño sin la aplicación de geomallas. Así mismo se ha realizado el diseño de otras tres alternativas en las cuales se propone un reforzamiento del pavimento con geomallas BX1100. En esta sección se desarrolla

un análisis económico consistente en mostrar como varían los costos de construcción inicial de obra para las diferentes alternativas de diseño.

El presupuesto de obra general comprende los siguientes rubros:

- Obras Preliminares
- Movimiento de Tierras
- Pavimentos
- Obras de Arte y Drenaje
- Defensas Ribereñas y control de Quebradas
- Transporte
- Señalización
- Mitigación de Impacto Ambiental

Para fines de comparación entre las alternativas de diseño se tomarán los rubros de Pavimentos y Transportes, los cuales contienen las partidas involucradas directamente con la variación en costos, ya sea por reducción o por optimización de los rendimientos que implique el diseño más adecuado.

7.2.1.00.- PARTIDAS CONSIDERADAS EN LOS PRESUPUESTOS

El análisis económico consiste en comparar cuanto el es ahorro en soles que origina una reducción de las capas del pavimento, para las cuatro alternativas de diseño que se desarrollaron en el Capítulo V. Las partidas consideradas como variables, es decir que influyen en el resultado final del presupuesto son las consideradas en los rubros de Pavimentos y Transporte, las cuales se describen a continuación.

En el siguiente cuadro se detallan las partidas involucradas en el análisis económico, y que corresponden al presupuesto del proyecto con un pavimento asfáltico con y sin refuerzo de geomalla.

ITEM	PARTIDA	UNIDAD
03.00	PAVIMENTOS	
03.01	Mejoramiento del Terreno de Fundacion	m3
03.02	Firme arenoso	m3
03.03	Imprimacion	m2
03.04	Mezcla asfáltica	m3
03.05	Asfalto liquido	gal
03.06	Asfalto sólido pen 40-50	gal
03.07	Filler	ton
03.08	Suministro e Instalacion de geomallas	m2
04.00	TRANSPORTE	
04.01	Transporte de agregados hasta 1km	m3k
04.02	Transporte de agregados despues 1km	m3k
04.03	Transporte de mezcla asfaltica d<1 km	m3k
04.04	Transporte de mezcla asfaltica d>1 km	m3k

7.2.2.00.- ESPECIFICACIONES TECNICAS

➤ 03.01 MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION

Esta partida consiste de una capa de fundación compuesta de arena fina en un 75%, obtenida en forma natural o artificial y finos en un 25%.

El material compuesto para el mejoramiento del Terrenos de Fundación, debe estar libre de material vegetal y terrones. Presentará en lo posible una granulometría uniforme, continua y bien graduada.

El material para el mejoramiento del Terrenos de Fundación, deberá cumplir con las características físico-químicas y mecánicas que se describen a continuación:

GRANULOMETRIA

N° de malla	% en Peso Seco que Pasa		
2"	100	100	100
1 1/2"	90-100	85-100	100
1	75 - 95	70 - 90	100
3/4"	65 - 88	55 - 80	50 - 100
3/8"	40 - 75	30 - 65	
N° 4	30 - 60	25 - 55	15 - 100
N° 10	20 - 45	15 - 40	5 - 25
N° 40	15 - 30	8 - 20	0 - 5
N° 200	0 - 15	0 - 8	

- Partículas chatas y alargadas (ASTM D-693) Máximo 25%
- Valor Relativo de soporte, CBR 4 días inmersión en agua (AASHTO-T-193) Mínimo 25%
- Sales solubles totales Máximo 1%
- Porcentaje de compactación del Proctor Modificado (AASHTO T-180) Mínimo 100%
- Variación en el contenido óptimo de humedad del proctor modificado +/- 1.5%
- Límite Líquido (AASHTO T-89) Máximo 25%
- Índice Plástico (AASHTO T-90) Máximo 3%
- Abrasión (AASHTO T-96) Máximo 50%
- Determinación de impurezas orgánicas (AASHTO T-194) Exento

➤ 03.02 FIRME

La capa de firme consiste de una capa de fundación compuesta de arena fina en un 80%, obtenida en forma natural o artificial y finos en un 20%. El material de firme, deberá cumplir con las características físico-químicas y mecánicas que indican a continuación:

GRANULOMETRIA

N° de malla	% en Peso Seco que Pasa	
2"	100	100
1 1/2"	85 - 100	100
1	70 - 90	
3/4"	55 - 80	100
3/8"	30 - 65	100
N° 4	25 - 55	50 - 100
N° 10	15 - 40	
N° 30		
N° 40	8 - 20	15 - 100
N° 200	0 - 8	5 - 25

- Partículas chatas y alargadas (ASTM D-693) Máximo 20%
- Valor Relativo de soporte, CBR 4 días inmersión en agua (AASHTO-T-193) Mínimo 25%
- Sales solubles totales Máximo 1%
- Porcentaje de compactación del Proctor Modificado (AASHTO T-180) Mínimo 100%
- Variación en el contenido óptimo de humedad del proctor modificado +/- 1.5%
- Límite Líquido (AASHTO T-89) Máximo 25%
- Índice Plástico (AASHTO T-90) Máximo 15%
- Abrasión (AASHTO T-96) Máximo 40%
- Durabilidad con sulfato de sodio (AASHTO T-104) Máximo 12%
- Durabilidad con sulfato de magnesio (AASHTO T-104) Máximo 20%
- Determinación de impurezas orgánicas (AASHTO T-194) Exento

➤ **03.03 IMPRIMACION, 03.05 ASFALTO LIQUIDO,**

Bajo estas partidas se suministrará y aplicará un material bituminoso al firme. Dicho material bituminoso es un asfalto Cut-back grado MC-30 ó MC-70 de acuerdo a los requisitos de calidad especificaciones por la ASTM D-2027 (tipo curado medio); o en el caso de que se usara el asfalto RC-250, deberá cumplir con los requerimientos del AASHTO designación M-81.

La operación de imprimado seguirá los lineamientos convencionales de esta actividad, es decir primero realizar una limpieza a presión de la superficie a imprimir para luego aplicar el asfalto líquido a una temperatura especificada (Rango entre 60 y 160°C). La cantidad de asfalto debe ser entre 0.2 y 0.4 galones por metro cuadrado.

La penetración mínima de 10mm en el Firme granular en un indicativo de su adecuada penetración, la que debe ser comprobada cada cierto tramo (20 metros).

Los requisitos de clima cumplen un papel importante en el momento de aplicar la imprimación, en este sentido se debe tener una temperatura atmosférica por encima de los 15°C, cuando la superficie del Firme esté razonablemente seca.

➤ **03.04 MEZCLA ASFALTICA, 03.06 ASFALTO SOLIDO PEN 40-50, 03.07 FILLER**

Este trabajo consistirá en la construcción del Revestimiento asfáltico o de rodamiento por encima de la superficie imprimada. Las mezclas bituminosas se compondrán de agregados minerales gruesos, finos, filler mineral y material bituminoso. Los distintos constituyentes minerales se separarán por tamaño y deberán ser graduados uniformemente para luego ser combinados en proporciones tales que la mezcla resultante llene las exigencias de graduación. A los agregados mezclados y así compuestos, considerados por peso en un 100% se le deberá agregar bitumen en el porcentaje que resulte de acuerdo al ensayo de dosificación, según técnica marshall.

Cuando se analiza las diferentes opciones de diseño se puede ver que mediante la incorporación de una geomalla como refuerzo se busca reducir los espesores

de las capas del pavimento, incluso la capa de rodadura asfáltica; sin reducir la calidad de las mismas. Una reducción del espesor de la capa de superficie implica tener una capa de rodadura mas delgada y con una mejor calidad que las capas inferiores.

En regiones del Perú, como la selva se tienen condiciones ambientales cálidas y lluviosas que incrementan la posibilidad de problemas de deformaciones de la capa asfáltica por efecto del tráfico. En tal sentido para minimizar tal posibilidad, la resistencia de la mezcla debe ser absorbida mayormente por el esqueleto granular de los agregados y por los menores contenidos de cemento asfáltico que permitan cumplir con los parámetros de diseño Marshall u otros ensayos recientemente desarrollados por Strategic Highway Research Program.

- AGREGADOS MINERALES GRUESOS

La proporción de los agregados, retenida en la malla N°04, se designará agregado grueso y se compondrá de piedra triturada y/o grava triturada libre de arcilla, limo u otras sustancias perjudiciales, no contendrán arcilla en terrones.

Los agregados gruesos, deben cumplir además con los siguientes requerimientos:

ENSAYO	RANGO
Abrasión (AASHTO T-96)	Máx. 40%
Partículas chatas y alargadas (ASTM D-693)	Máx. 15%
Durabilidad con sulfato de sodio (AASHTO T-104)	Máx. 12%
Porcentaje de dos caras fracturadas en el material retenido en la malla N°04	Mín. 75%
Porcentaje de una cara fracturada	Máx. 90%
Sales solubles totales	Máx. 0.5%

- AGREGADOS MINERALES FINOS

La proporción de los agregados que pasan la malla N°04, se designará agregado fino y se compondrá de una arena natural, de material obtenido de la trituración de piedra o grava, o de una combinación de ambos.

Los agregados gruesos, deben cumplir además con los siguientes requerimientos:

ENSAYO	RANGO
Durabilidad con sulfato de sodio (AASHTO T-104)	Máx. 10%
Equivalente de arena (AASHTO 176)	Mín. 50%
Indice Plástico del Material que pasa malla N°200	Máx. 4%
Sales solubles totales	Máx. 0.5%
Determinación de impurezas orgánicas AASHTO T-21	Exento

- RELLENO MINERAL

El material de relleno de origen mineral, que sea necesario emplear como relleno de vacíos, espesante del asfalto o como mejorador de adherencia al par agregado-asfalto, se compondrá de cemento o cal hidratada.

Indudablemente las capas superficiales (capa de superficie), por estar directamente en contacto con el tráfico y ambiente, deben poseer una mayor calidad. La calidad del mismo se obtiene con materiales que contrarresten los efectos de abrasión del tráfico, efectos climatológicos, entre otros. El uso de agregados duros, asfaltos afines al agregado, mezclas asfálticas menos susceptibles al calor y agua, la incorporación de aditivos, son algunos factores que se deben tomar en consideración para definir esta capa.

Para condiciones de clima cálido y lluvioso es importante evaluar la posibilidad de evaluar la posibilidad de emplear; aditivos o un filler de aporte, ya sea cal hidratada o cemento portland, en la mezcla asfáltica de la capa superficial, recomendación que obedece mayormente a aspectos de durabilidad de la mezcla asfáltica. Experiencias en países europeos hacen notar que las mezcla asfaltas en caliente de granulometría continua (normalmente empleadas en América) duran

entre los 8 a 12 años, aspecto que hay que tener en cuenta al considerar o definir el periodo de diseño del pavimento.

- CEMENTO ASFÁLTICO

El cemento asfáltico será del grado de penetración 40/50, preparado por refinación del petróleo crudo por métodos apropiados. La selección del tipo de cemento a utilizar se realizó teniendo en consideración el clima de la zona y tomando como referencia el cuadro para usos de cementos asfálticos.

Para efectos de estimar una cantidad de cemento asfáltico contenida en la mezcla asfáltica se ha tomado como referencia el cuadro siguiente, que muestra el rendimiento aproximado de los asfaltos de acuerdo a su aplicación. Es importante indicar que se trata de una guía aproximada. Para el efecto de cálculos de mayor exactitud es importante considerar los siguientes aspectos: diseño en función, tipo de mezcla y otros factores como clase de suelo, clima, terreno, intensidad del tránsito y material disponible para la mezcla.

USO DE CEMENTOS ASFALTICOS GRADUADOS POR PENETRACION EN FUNCION AL CLIMA

Pavimentación	Clima				
	Muy Cálido	Cálido	Moderado	Frío	Frígido
Aeropuertos					
Pistas de despegue	40-50	40-50	60-70	85-100	120-150
Caminos Auxiliares	40-50	40-50	60-70	85-100	120-150
Aparcamientos	60-70	60-70	60-70	85-100	85-100
Carreteras					
Tráfico pesado y muy pesado	40-50	40-50	60-70	85-100	120-150
Tráfico medio ligero	40-50	60-70	60-70	85-100	120-150
Calles					
Tráfico pesado y muy pesado	40-50	40-50	60-70	85-100	120-150
Tráfico medio ligero	40-50	60-70	85-100	85-100	120-150
Caminos Particulares					
Industriales	40-50	40-50	60-70	85-100	120-150
Comerciales Estaciones de Servicio	40-50	60-70	60-70	85-100	85-100
Residenciales	60-70	60-70	85-100	85-100	85-100
Aparcamientos					
Industriales	40-50	40-50	60-70	85-100	120-150
Comerciales	40-50	60-70	60-70	85-100	85-100
Zona de Recreo					
Pista de tenis	60-70	60-70	85-100	85-100	85-100
Terrenos de juego	60-70	60-70	85-100	85-100	85-100
Bordillos	40-50	40-50	60-70	85-100	85-100

Fuente: Guía de productos de PetroPerú, 2001 (Referencia: Manual del Asfalto-USA y experiencias en países de Europa y Sudamérica)

RENDIMIENTO APROXIMADO DE LOS ASFALTOS DE PAVIMENTACION

Clase de Asfalto	Uso	Rendimiento
Cemento Asfáltico 40-50 PEN, 60-70 PEN, 85-100 PEN y 120-150 PEN	Mezcla en caliente	30 gl/m3 mezcla
	Concreto Asfáltico	4-7% Peso Total de la Mezcla
Asfalto Líquido RC-250	Adhesión nuevo	0.05 gl/m2
	revestimiento existente	
	Sellado	0.3 gl/m2
	Mezcla asfáltica en frío	1.5 – 2.0 gl/m2
	Pintura impermeabilizante	1 gl/5 a 10m2

(Fuente: Guía de productos de PetroPerú, 2001)

La forma de medida para las partidas en mención son: Mezcla Asfáltica en metros cúbicos (m³), Asfalto Sólido PEN 40-50 en galones (Gln) y Filler en toneladas (Ton).

➤ **03.08 SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLAS**

Esta partida comprende las actividades requeridas para llevar a cabo el suministro y la colocación de las geomallas según el proceso constructivo explicado en el Capítulo VI. El material es una geomalla biaxial cuya denominación según el diseño es BX1100, esta geomalla deberá cumplir los siguientes requisitos en lo que se refiere a características físicas:

PROPIEDAD	METODO DE PRUEBA	UNIDAD	REQUERIMIENTO BX1100
INTERLOCK -Tamaño de Aberura Longitudinal Transversal -Area Abierta -Rigidez Torsional a 20 cm-Kg	I.D. Calipered Método COE Prueba de Abertura de malla Corps of Engineers' Method	Pulg. % Kg-cm/grado	1.0 (nominal) 1.3 (nominal) 70 (mínimo) 3.15
REFUERZO -Rigidez Flexural -Módulo de Tensión -Esfuerzo en Unión Longitudinal Transversal	ASTM D1388 GRI:GG1 GGI-GG2	mg-cm lb/pie lb/pie	250,000 (mínimo) 14,000 (mínimo) 765 (mínimo) 1,170 (mínimo)
MATERIAL -Polipropileno -Carbón	ASTM D4101- Group1/Class 1/Grade 2 ASTM 4218	% %	98 (mínimo) 0.5 (mínimo)

La unidad de medida para la valorización de esta partida es el metro cuadrado (m²).

➤ **04.01 TRANSPORTE DE AGREGADOS HASTA 1KM**

➤ **04.02 TRANSPORTE DE AGREGADOS DESPUES DE 1KM**

Este transporte de material incluye el material proveniente de canteras para cimientto, firms de arena. Estos volúmenes de material utilizados para la

conformación de cimientos y firmes, serán medidos en su posición final en metros cúbicos compactados, y en todos los casos los volúmenes serán multiplicados por la distancia de transporte en kilómetros, distancia comprendida entre los centros de gravedad de material colocado y la ubicación de la cantera de la cual se extrae los agregados. Su unidad de medida será en metros cúbicos por kilómetro (m³km).

➤ **04.03 TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA D<1 KM**

➤ **04.04 TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA D>1 KM**

Los volúmenes de mezcla asfáltica a transportar, incluyen las mezclas asfálticas provenientes de la planta de asfalto instalada en la obra; los cuales serán medidos en su posición final en metros cúbicos compactados, y en todos los casos dichos volúmenes serán multiplicados por la distancia de transporte en kilómetros, distancia comprendida entre los centros de gravedad de material colocado y la ubicación de la planta de producción. La ubicación de la planta de producción de asfalto será el kilómetro 36+800, punto en el cual se encuentra la cantera que proporcionará el agregado para la mezcla asfáltica en caliente.

La unidad de medida para estos transportes es el metro cúbico por kilómetro (m³km).

7.2.3.00.- METRADOS CORRESPONDIENTES A LAS PARTIDAS PRESUPUESTADAS

Los metrados serán tomados del estudio presentado al Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Cuyo informe considera un pavimento conformado por una capa como mejorador del Terrenos de Fundación, capa de firme arenoso y el revestimiento. En esta sección se han realizado los metrados para las diferentes estructuras de pavimento con y sin refuerzo, las cuales fueron analizadas en el Capítulo V.

7.2.3.01.- METRADOS PARA LA PRIMERA ALTERNATIVA DE DISEÑO

RESUMEN DE METRADOS

ITEM	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD
03.00	PAVIMENTOS		
03.01	Mejoramiento del terreno de fundac.	m3	136,607.94
03.02	Firme arenoso	m3	59,820.98
03.03	Imprimacion	m2	223,479.81
03.04	Mezcla asfaltica	m3	22,691.38
03.05	Asfalto liquido	gal	75,983.14
03.06	Asfalto solido pen 40-50	gal	1,021,112.10
03.07	Filler	ton	1,043.80
04.00	TRANSPORTE		
04.01	Transporte de agregados hasta 1km	m3k	192,874.27
04.02	Transporte de agregados despues 1km	m3k	1,274,445.62
04.03	Transporte de mezcla asfaltica d<1 km	m3k	22,691.38
04.04	Transporte de mezcla asfaltica d>1 km	m3k	564,226.63

A continuación se muestran las planillas de metrados para las partidas correspondientes a Pavimentos y Transportes, deducidos a partir del dimensionamiento establecido por la primera alternativa de diseño.

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE PAVIMENTO, SEGÚN DISEÑO N°01

PROGRESIVA		MEJORAMIENTO DEL T. DE FUNDAC. (M3)	FIRME (M3)	REVESTIMIENTO ASFÁLTICO (M3)	IMPRIMACION (M2)
INICIO	FINAL				
0+000	1+000	3,766.27	1,680.07	654.18	6,490.77
1+000	2+000	5,823.14	2,553.13	968.75	9,537.53
2+000	3+000	5,712.29	2,502.73	948.60	9,335.98
3+000	4+000	5,634.46	2,467.37	934.45	9,194.48
4+000	5+000	5,709.15	2,501.32	948.03	9,330.27
5+000	6+000	5,617.89	2,460.88	919.04	9,176.00
6+000	7+000	5,687.58	2,491.51	944.11	9,291.04
7+000	8+000	5,687.72	2,491.47	944.09	9,295.36
8+000	9+000	5,862.35	2,529.80	975.88	9,608.81
9+000	10+000	5,593.23	2,448.63	926.95	9,119.51
10+000	11+000	5,668.77	2,482.96	940.69	9,256.85
11+000	12+000	5,609.44	2,457.17	931.03	9,162.16
12+000	13+000	5,697.98	2,496.24	946.00	9,309.97
13+000	14+000	5,761.65	2,525.18	957.57	9,425.72
14+000	15+000	5,767.53	2,527.86	958.64	9,436.43
15+000	16+000	5,637.99	2,468.97	935.09	9,200.89
16+000	17+000	5,527.50	2,418.75	915.00	9,000.00
17+000	18+000	5,609.43	2,455.99	929.90	9,148.97
18+000	19+000	5,634.44	2,441.68	934.44	9,194.44
19+000	20+000	5,556.01	2,457.92	930.67	9,156.69
20+000	21+000	5,569.67	2,437.92	922.67	9,076.66
21+000	22+000	5,589.38	2,446.88	926.25	9,112.51
22+000	23+000	5,547.79	2,427.97	918.69	9,036.89
23+000	24+000	5,527.50	2,418.75	915.00	9,000.00
24+000	24+500	2,808.79	1,229.85	465.69	4,581.88
TOTAL		136,607.94	59,820.98	22,691.38	223,479.81

(FUENTE: MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES, VIVIENDAS Y CONSTRUCCION
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS)

- Cantidad de Asfalto RC-250 (dosificación estimada, Kerosene mas RC-250: 0.4gln/m2):
 $223,479.81 \times 0.4 \times 0.85 = 75,983.14$ glns
- Cantidad de Cemento Asfáltico PEN 40-50 (dosificación estimada 45 gln/m3):
 $22,691.38 \times 45 = 1,021,112.10$ glns
- Cantidad de Relleno Filler (dosificación estimada 46 kg/m3): $22,691.38 \times 46 = 1,043,803.48$ kg

Nota: Las cantidades verdaderas de asfalto RC-250, cemento asfáltico PEN 40-50 y de filler son ajustadas de acuerdo a las pruebas de laboratorio (Ensayo de Estabilidad Marshall)

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR PARA CIMIENTO, SEGÚN DISEÑO N°01

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN CIMIENTO A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	5+760	0.30	5.56	3,766.27	3,766.27	17,174.21
1+000	2+000	1.00	5+760	0.30	4.56	5,823.14	5,823.14	20,730.38
2+000	3+000	1.00	5+760	0.30	3.56	5,712.29	5,712.29	14,623.46
3+000	4+000	1.00	5+760	0.30	2.56	5,634.46	5,634.46	8,789.76
4+000	5+000	1.00	5+760	0.30	1.56	5,709.15	5,709.15	3,197.12
5+000	6+000	1.00	5+760	0.30	0.56	5,617.89	3,146.02	0.00
6+000	7+000	1.00	5+760	0.30	1.04	5,687.58	5,687.58	227.50
7+000	8+000	1.00	5+760	0.30	2.04	5,687.72	5,687.72	5,915.23
8+000	9+000	1.00	5+760	0.30	3.04	5,862.35	5,862.35	11,959.18
9+000	10+000	1.00	5+760	0.30	4.04	5,593.23	5,593.23	17,003.42
10+000	11+000	1.00	5+760	0.30	5.04	5,668.77	5,668.77	22,901.82
11+000	12+000	1.00	5+760	0.30	6.04	5,609.44	5,609.44	28,271.60
12+000	13+000	1.00	5+760	0.30	7.04	5,697.98	5,697.98	34,415.79
13+000	14+000	1.00	5+760	0.30	8.04	5,761.65	5,761.65	40,561.99
14+000	15+000	1.00	5+760	0.30	9.04	5,767.53	5,767.53	46,370.95
15+000	16+000	1.00	5+760	0.30	10.04	5,637.99	5,637.99	50,967.43
16+000	17+000	1.00	5+760	0.30	11.04	5,527.50	5,527.50	55,496.10
17+000	18+000	1.00	5+760	0.30	12.04	5,609.43	5,609.43	61,928.15
18+000	19+000	1.00	5+760	0.30	13.04	5,634.44	5,634.44	67,838.62
19+000	20+000	1.00	5+760	0.30	14.04	5,556.01	5,556.01	72,450.40
20+000	21+000	1.00	33+500	1.00	14.00	5,569.67	5,569.67	72,405.69
21+000	22+000	1.00	33+500	1.00	13.00	5,589.38	5,589.38	67,072.57
22+000	23+000	1.00	33+500	1.00	12.00	5,547.79	5,547.79	61,025.68
23+000	24+000	1.00	33+500	1.00	11.00	5,527.50	5,527.50	55,275.00
24+000	24+500	0.50	33+500	1.00	10.25	2,808.79	2,808.79	25,981.30
TOTAL						136,607.94	134,136.07	862,583.34

CARRETERA: QUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR PARA FIRME, SEGÚN DISEÑO N°01

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN FIRME A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE	TRANSPORTE
INICIO	FINAL						<=1KM	>1KM
							(M3KM)	(M3KM)
0+000	1+000	1.00	5+760	0.30	5.56	1,680.07	1,680.07	7,661.11
1+000	2+000	1.00	5+760	0.30	4.56	2,553.13	2,553.13	9,089.15
2+000	3+000	1.00	5+760	0.30	3.56	2,502.73	2,502.73	6,406.98
3+000	4+000	1.00	5+760	0.30	2.56	2,467.37	2,467.37	3,849.10
4+000	5+000	1.00	5+760	0.30	1.56	2,501.32	2,501.32	1,400.74
5+000	6+000	1.00	5+760	0.30	0.56	2,460.88	1,378.09	0.00
6+000	7+000	1.00	5+760	0.30	1.04	2,491.51	2,491.51	99.66
7+000	8+000	1.00	5+760	0.30	2.04	2,491.47	2,491.47	2,591.13
8+000	9+000	1.00	5+760	0.30	3.04	2,529.80	2,529.80	5,160.78
9+000	10+000	1.00	5+760	0.30	4.04	2,448.63	2,448.63	7,443.83
10+000	11+000	1.00	5+760	0.30	5.04	2,482.96	2,482.96	10,031.17
11+000	12+000	1.00	5+760	0.30	6.04	2,457.17	2,457.17	12,384.15
12+000	13+000	1.00	5+760	0.30	7.04	2,496.24	2,496.24	15,077.29
13+000	14+000	1.00	5+760	0.30	8.04	2,525.18	2,525.18	17,777.27
14+000	15+000	1.00	5+760	0.30	9.04	2,527.86	2,527.86	20,323.97
15+000	16+000	1.00	5+760	0.30	10.04	2,468.97	2,468.97	22,319.51
16+000	17+000	1.00	5+760	0.30	11.04	2,418.75	2,418.75	24,284.28
17+000	18+000	1.00	5+760	0.30	12.04	2,455.99	2,455.99	27,114.16
18+000	19+000	1.00	5+760	0.30	13.04	2,441.68	2,441.68	29,397.77
19+000	20+000	1.00	5+760	0.30	14.04	2,457.92	2,457.92	32,051.31
20+000	21+000	1.00	5+760	0.30	15.04	2,437.92	2,437.92	34,228.33
21+000	22+000	1.00	36+800	1.40	16.70	2,446.88	2,446.88	38,416.02
22+000	23+000	1.00	36+800	1.40	15.70	2,427.97	2,427.97	35,691.20
23+000	24+000	1.00	36+800	1.40	14.70	2,418.75	2,418.75	33,136.91
24+000	24+500	0.50	36+800	1.40	13.95	1,229.85	1,229.85	15,926.49
TOTAL						59,820.98	58,738.20	411,862.28

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

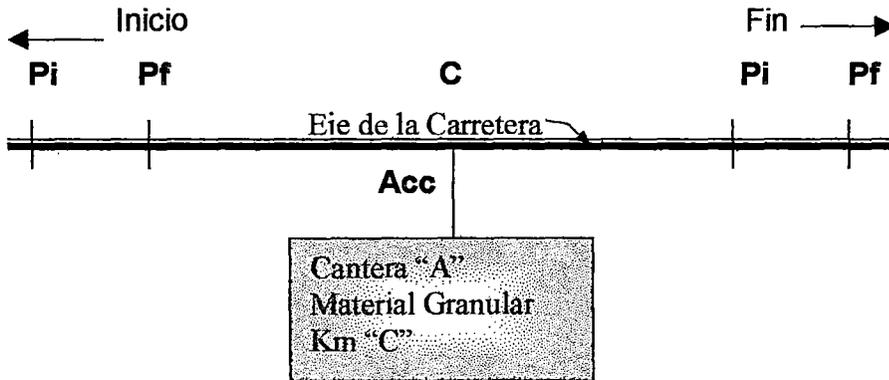
METRADOS DE TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA, SEGÚN DISEÑO N°01

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN FIRME A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	36+800	1.40	37.70	654.18	654.18	24,008.30
1+000	2+000	1.00	36+800	1.40	36.70	968.75	968.75	34,584.48
2+000	3+000	1.00	36+800	1.40	35.70	948.60	948.60	32,916.35
3+000	4+000	1.00	36+800	1.40	34.70	934.45	934.45	31,490.86
4+000	5+000	1.00	36+800	1.40	33.70	948.03	948.03	31,000.48
5+000	6+000	1.00	36+800	1.40	32.70	919.04	919.04	29,133.60
6+000	7+000	1.00	36+800	1.40	31.70	944.11	944.11	28,984.02
7+000	8+000	1.00	36+800	1.40	30.70	944.09	944.09	28,039.35
8+000	9+000	1.00	36+800	1.40	29.70	975.88	975.88	28,007.78
9+000	10+000	1.00	36+800	1.40	28.70	926.95	926.95	25,676.54
10+000	11+000	1.00	36+800	1.40	27.70	940.69	940.69	25,116.29
11+000	12+000	1.00	36+800	1.40	26.70	931.03	931.03	23,927.42
12+000	13+000	1.00	36+800	1.40	25.70	946.00	946.00	23,366.10
13+000	14+000	1.00	36+800	1.40	24.70	957.57	957.57	22,694.46
14+000	15+000	1.00	36+800	1.40	23.70	958.64	958.64	21,761.17
15+000	16+000	1.00	36+800	1.40	22.70	935.09	935.09	20,291.43
16+000	17+000	1.00	36+800	1.40	21.70	915.00	915.00	18,940.50
17+000	18+000	1.00	36+800	1.40	20.70	929.90	929.90	18,318.97
18+000	19+000	1.00	36+800	1.40	19.70	934.44	934.44	17,474.08
19+000	20+000	1.00	36+800	1.40	18.70	930.67	930.67	16,472.84
20+000	21+000	1.00	36+800	1.40	17.70	922.67	922.67	15,408.54
21+000	22+000	1.00	36+800	1.40	16.70	926.25	926.25	14,542.14
22+000	23+000	1.00	36+800	1.40	15.70	918.69	918.69	13,504.73
23+000	24+000	1.00	36+800	1.40	14.70	915.00	915.00	12,535.50
24+000	24+500	0.50	36+800	1.40	13.95	465.69	465.69	6,030.67
TOTAL						22,691.38	22,691.38	564,226.63

DISTANCIAS DE TRANSPORTE

Son las distancias comprendidas entre la planta de producción, ya sea de material granular o mezcla asfáltica (cantera o planta de asfalto) hasta el centro de gravedad del tramo hacia el cual se transporta dicho material.

- Distancia a Transportar (Dt):



P_i : Progresiva de Inicio del Tramo donde se descargará el material

P_f : Progresiva Final del Tramo donde se descargará el material

C : Progresiva en el eje de la carretera donde se ubica la cantera

Acc: Distancia de acceso a la cantera

$$Dt = [C - P_f] + Acc + [P_f - P_i]/2, \quad \text{Para } [P_f + P_i]/2 \leq C$$

$$Dt = [P_i - C] + Acc + [P_f - P_i]/2, \quad \text{Para } [P_f + P_i]/2 > C$$

- Volumen de Transporte para $Dt \leq 1\text{Km}$, "V1"

$$V1 = V_o, \quad \text{Para } Dt > 1\text{Km}$$

$$V1 = V_o \times Dt, \quad \text{Para } Dt < 1\text{Km}$$

Donde:

V_o : Volumen de material granular a transportar

- Volumen de Transporte para $Dt > 1\text{Km}$, "V2"

$$V2 = V_o \times [Dt - 1], \quad \text{Para } Dt > 1\text{Km}$$

$$V2 = 0, \quad \text{Para } Dt \leq 1\text{Km}$$

7.2.3.02.- METRADOS PARA LA SEGUNDA ALTERNATIVA DE DISEÑO

RESUMEN DE METRADOS

ITEM	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD
03.00	PAVIMENTOS		
03.01	Mejoramiento del terreno de fundac.	m3	86,932.32
03.02	Firme arenoso	m3	47,856.79
03.03	Imprimacion	m2	223,479.81
03.04	Mezcla asfaltica	m3	17,018.54
03.05	Asfalto liquido	gal	75,983.14
03.06	Asfalto solido pen 40-50	gal	765,834.30
03.07	Filler	ton	782.86
03.08	Suministro e Instalacion de geomallas	m2	265,764.54
04.00	TRANSPORTE		
04.01	Transporte de agregados hasta 1km	m3k	132,349.88
04.02	Transporte de agregados despues 1km	m3k	878,406.49
04.03	Transporte de mezcla asfaltica d<1 km	m3k	17,018.54
04.04	Transporte de mezcla asfaltica d>1 km	m3k	423,169.97

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE PAVIMENTO, SEGÚN DISEÑO N°02

PROGRESIVA		MEJORAMIENTO DEL T. DE FUNDAC. (M3)	FIRME (M3)	REVESTIMIENTO ASFÁLTICO (M3)	IMPRIMACION (M2)
INICIO	FINAL				
0+000	1+000	2,396.72	1,344.05	490.63	6,490.77
1+000	2+000	3,705.64	2,042.51	726.56	9,537.53
2+000	3+000	3,635.09	2,002.18	711.45	9,335.98
3+000	4+000	3,585.56	1,973.90	700.84	9,194.48
4+000	5+000	3,633.09	2,001.05	711.02	9,330.27
5+000	6+000	3,575.02	1,968.70	689.28	9,176.00
6+000	7+000	3,619.37	1,993.21	708.08	9,291.04
7+000	8+000	3,619.46	1,993.17	708.06	9,295.36
8+000	9+000	3,730.58	2,023.84	731.91	9,608.81
9+000	10+000	3,559.33	1,958.90	695.21	9,119.51
10+000	11+000	3,607.40	1,986.37	705.51	9,256.85
11+000	12+000	3,569.65	1,965.74	698.27	9,162.16
12+000	13+000	3,625.99	1,996.99	709.50	9,309.97
13+000	14+000	3,666.50	2,020.14	718.18	9,425.72
14+000	15+000	3,670.25	2,022.29	718.98	9,436.43
15+000	16+000	3,587.81	1,975.18	701.32	9,200.89
16+000	17+000	3,517.50	1,935.00	686.25	9,000.00
17+000	18+000	3,569.64	1,964.79	697.42	9,148.97
18+000	19+000	3,585.55	1,953.34	700.83	9,194.44
19+000	20+000	3,535.64	1,966.34	698.00	9,156.69
20+000	21+000	3,544.33	1,950.33	692.00	9,076.66
21+000	22+000	3,556.88	1,957.50	694.69	9,112.51
22+000	23+000	3,530.41	1,942.38	689.02	9,036.89
23+000	24+000	3,517.50	1,935.00	686.25	9,000.00
24+000	24+500	1,787.41	983.88	349.27	4,581.88
TOTAL		86,932.32	47,856.79	17,018.54	223,479.81

- Cantidad de Asfalto RC-250 (dosificación estimada, Kerosene mas RC-250: 0.4gln/m2):

$$223,479.81 \times 0.4 \times 0.85 = 75,983.14 \text{ glns}$$

- Cantidad de Cemento Asfáltico PEN 40-50 (dosificación estimada 45 gln/m3):

$$17,018.54 \times 45 = 765,834.30 \text{ glns}$$

- Cantidad de Relleno Filler (dosificación estimada 46 kg/m3): $17,018.54 \times 46 = 782,852.84 \text{ kg}$

*** Nota:** Las cantidades verdaderas de asfalto RC-250, cemento asfáltico PEN 40-50 y de filler son ajustadas de acuerdo a las pruebas de laboratorio (Ensayo de Estabilidad Marshall)

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR PARA CIMENTO, SEGÚN DISEÑO N°02

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN CIMENTO A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE <=1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	5+760	0.30	5.56	2,396.72	2,396.72	10,929.04
1+000	2+000	1.00	5+760	0.30	4.56	3,705.64	3,705.64	13,192.06
2+000	3+000	1.00	5+760	0.30	3.56	3,635.09	3,635.09	9,305.84
3+000	4+000	1.00	5+760	0.30	2.56	3,585.56	3,585.56	5,593.48
4+000	5+000	1.00	5+760	0.30	1.56	3,633.09	3,633.09	2,034.53
5+000	6+000	1.00	5+760	0.30	0.56	3,575.02	2,002.01	0.00
6+000	7+000	1.00	5+760	0.30	1.04	3,619.37	3,619.37	144.77
7+000	8+000	1.00	5+760	0.30	2.04	3,619.46	3,619.46	3,764.24
8+000	9+000	1.00	5+760	0.30	3.04	3,730.58	3,730.58	7,610.39
9+000	10+000	1.00	5+760	0.30	4.04	3,559.33	3,559.33	10,820.36
10+000	11+000	1.00	5+760	0.30	5.04	3,607.40	3,607.40	14,573.89
11+000	12+000	1.00	5+760	0.30	6.04	3,569.65	3,569.65	17,991.02
12+000	13+000	1.00	5+760	0.30	7.04	3,625.99	3,625.99	21,900.96
13+000	14+000	1.00	5+760	0.30	8.04	3,666.50	3,666.50	25,812.17
14+000	15+000	1.00	5+760	0.30	9.04	3,670.25	3,670.25	29,508.79
15+000	16+000	1.00	5+760	0.30	10.04	3,587.81	3,587.81	32,433.82
16+000	17+000	1.00	5+760	0.30	11.04	3,517.50	3,517.50	35,315.70
17+000	18+000	1.00	5+760	0.30	12.04	3,569.64	3,569.64	39,408.82
18+000	19+000	1.00	5+760	0.30	13.04	3,585.55	3,585.55	43,170.03
19+000	20+000	1.00	5+760	0.30	14.04	3,535.64	3,535.64	46,104.80
20+000	21+000	1.00	33+500	1.00	14.00	3,544.33	3,544.33	46,076.35
21+000	22+000	1.00	33+500	1.00	13.00	3,556.88	3,556.88	42,682.54
22+000	23+000	1.00	33+500	1.00	12.00	3,530.41	3,530.41	38,834.53
23+000	24+000	1.00	33+500	1.00	11.00	3,517.50	3,517.50	35,175.00
24+000	24+500	0.50	33+500	1.00	10.25	1,787.41	1,787.41	16,533.56
TOTAL						86,932.32	85,359.32	548,916.67

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR PARA FIRME, SEGÚN DISEÑO N°02

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN FIRME A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	5+760	0.30	5.56	1,344.05	1,344.05	6,128.89
1+000	2+000	1.00	5+760	0.30	4.56	2,042.51	2,042.51	7,271.32
2+000	3+000	1.00	5+760	0.30	3.56	2,002.18	2,002.18	5,125.58
3+000	4+000	1.00	5+760	0.30	2.56	1,973.90	1,973.90	3,079.28
4+000	5+000	1.00	5+760	0.30	1.56	2,001.05	2,001.05	1,120.59
5+000	6+000	1.00	5+760	0.30	0.56	1,968.70	1,102.47	0.00
6+000	7+000	1.00	5+760	0.30	1.04	1,993.21	1,993.21	79.73
7+000	8+000	1.00	5+760	0.30	2.04	1,993.17	1,993.17	2,072.90
8+000	9+000	1.00	5+760	0.30	3.04	2,023.84	2,023.84	4,128.63
9+000	10+000	1.00	5+760	0.30	4.04	1,958.90	1,958.90	5,955.06
10+000	11+000	1.00	5+760	0.30	5.04	1,986.37	1,986.37	8,024.93
11+000	12+000	1.00	5+760	0.30	6.04	1,965.74	1,965.74	9,907.32
12+000	13+000	1.00	5+760	0.30	7.04	1,996.99	1,996.99	12,061.83
13+000	14+000	1.00	5+760	0.30	8.04	2,020.14	2,020.14	14,221.81
14+000	15+000	1.00	5+760	0.30	9.04	2,022.29	2,022.29	16,259.18
15+000	16+000	1.00	5+760	0.30	10.04	1,975.18	1,975.18	17,855.61
16+000	17+000	1.00	5+760	0.30	11.04	1,935.00	1,935.00	19,427.42
17+000	18+000	1.00	5+760	0.30	12.04	1,964.79	1,964.79	21,691.33
18+000	19+000	1.00	5+760	0.30	13.04	1,953.34	1,953.34	23,518.21
19+000	20+000	1.00	5+760	0.30	14.04	1,966.34	1,966.34	25,641.05
20+000	21+000	1.00	5+760	0.30	15.04	1,950.33	1,950.33	27,382.66
21+000	22+000	1.00	36+800	1.40	16.70	1,957.50	1,957.50	30,732.81
22+000	23+000	1.00	36+800	1.40	15.70	1,942.38	1,942.38	28,552.96
23+000	24+000	1.00	36+800	1.40	14.70	1,935.00	1,935.00	26,509.53
24+000	24+500	0.50	36+800	1.40	13.95	983.88	983.88	12,741.19
					0			
TOTAL						47,856.79	46,990.56	329,489.82

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA, SEGÚN DISEÑO N°02

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN FIRME A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	36+800	1.40	37.70	490.63	490.63	18,006.22
1+000	2+000	1.00	36+800	1.40	36.70	726.56	726.56	25,938.36
2+000	3+000	1.00	36+800	1.40	35.70	711.45	711.45	24,687.26
3+000	4+000	1.00	36+800	1.40	34.70	700.84	700.84	23,618.15
4+000	5+000	1.00	36+800	1.40	33.70	711.02	711.02	23,250.36
5+000	6+000	1.00	36+800	1.40	32.70	689.28	689.28	21,850.20
6+000	7+000	1.00	36+800	1.40	31.70	708.08	708.08	21,738.02
7+000	8+000	1.00	36+800	1.40	30.70	708.06	708.06	21,029.52
8+000	9+000	1.00	36+800	1.40	29.70	731.91	731.91	21,005.84
9+000	10+000	1.00	36+800	1.40	28.70	695.21	695.21	19,257.41
10+000	11+000	1.00	36+800	1.40	27.70	705.51	705.51	18,837.22
11+000	12+000	1.00	36+800	1.40	26.70	698.27	698.27	17,945.56
12+000	13+000	1.00	36+800	1.40	25.70	709.50	709.50	17,524.58
13+000	14+000	1.00	36+800	1.40	24.70	718.18	718.18	17,020.84
14+000	15+000	1.00	36+800	1.40	23.70	718.98	718.98	16,320.88
15+000	16+000	1.00	36+800	1.40	22.70	701.32	701.32	15,218.57
16+000	17+000	1.00	36+800	1.40	21.70	686.25	686.25	14,205.38
17+000	18+000	1.00	36+800	1.40	20.70	697.42	697.42	13,739.23
18+000	19+000	1.00	36+800	1.40	19.70	700.83	700.83	13,105.56
19+000	20+000	1.00	36+800	1.40	18.70	698.00	698.00	12,354.63
20+000	21+000	1.00	36+800	1.40	17.70	692.00	692.00	11,556.40
21+000	22+000	1.00	36+800	1.40	16.70	694.69	694.69	10,906.61
22+000	23+000	1.00	36+800	1.40	15.70	689.02	689.02	10,128.55
23+000	24+000	1.00	36+800	1.40	14.70	686.25	686.25	9,401.63
24+000	24+500	0.50	36+800	1.40	13.95	349.27	349.27	4,523.00
					0			
TOTAL						17,018.54	17,018.54	423,169.97

El metrado del suministro de la geomalla es el siguiente:

= Area de "Mejor. de T. De Fundación" x 1.07 = 248,378.07 x 1.07 = 265,764.54m²

Considerando un área de traslapes total (transversales y longitudinales) de 7%, para la instalación de las geomallas.

7.2.3.03.- METRADOS PARA LA TERCERA ALTERNATIVA DE DISEÑO

RESUMEN DE METRADOS

ITEM	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD
03.00	PAVIMENTOS		
03.01	Mejoramiento del terreno de fundac.	m3	149,026.84
03.02	Firme arenoso	m3	47,856.79
03.03	Imprimacion	m2	223,479.81
03.04	Mezcla asfaltica	m3	14,522.49
03.05	Asfalto liquido	gal	75,983.14
03.06	Asfalto solido pen 40-50	gal	653,512.05
03.07	Filler	ton	668,04
03.08	Suministro e Instalacion de geomallas	m2	265,764.54
04.00	TRANSPORTE		
04.01	Transporte de agregados hasta 1km	m3k	193,320.82
04.02	Transporte de agregados despues 1km	m3k	1,270,489.83
04.03	Transporte de mezcla asfaltica d<1 km	m3k	14,522.49
04.04	Transporte de mezcla asfaltica d>1 km	m3k	361,105.04

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE PAVIMENTO, SEGÚN DISEÑO N°03

PROGRESIVA		MEJORAMIENTO DEL T. DE FUNDACION (M3)	FIRME (M3)	REVESTIMIENTO ASFÁLTICO (M3)	IMPRIMACION (M2)
INICIO	FINAL				
0+000	1+000	4,108.66	1,344.05	418.67	6,490.77
1+000	2+000	6,352.52	2,042.51	620.00	9,537.53
2+000	3+000	6,231.59	2,002.18	607.10	9,335.98
3+000	4+000	6,146.68	1,973.90	598.05	9,194.48
4+000	5+000	6,228.16	2,001.05	606.74	9,330.27
5+000	6+000	6,128.60	1,968.70	588.19	9,176.00
6+000	7+000	6,204.63	1,993.21	604.23	9,291.04
7+000	8+000	6,204.79	1,993.17	604.22	9,295.36
8+000	9+000	6,395.29	2,023.84	624.56	9,608.81
9+000	10+000	6,101.71	1,958.90	593.25	9,119.51
10+000	11+000	6,184.11	1,986.37	602.04	9,256.85
11+000	12+000	6,119.39	1,965.74	595.86	9,162.16
12+000	13+000	6,215.98	1,996.99	605.44	9,309.97
13+000	14+000	6,285.43	2,020.14	612.85	9,425.72
14+000	15+000	6,291.85	2,022.29	613.53	9,436.43
15+000	16+000	6,150.53	1,975.18	598.46	9,200.89
16+000	17+000	6,030.00	1,935.00	585.60	9,000.00
17+000	18+000	6,119.38	1,964.79	595.13	9,148.97
18+000	19+000	6,146.66	1,953.34	598.04	9,194.44
19+000	20+000	6,061.10	1,966.34	595.63	9,156.69
20+000	21+000	6,076.00	1,950.33	590.51	9,076.66
21+000	22+000	6,097.51	1,957.50	592.80	9,112.51
22+000	23+000	6,052.13	1,942.38	587.96	9,036.89
23+000	24+000	6,030.00	1,935.00	585.60	9,000.00
24+000	24+500	3,064.13	983.88	298.04	4,581.88
TOTAL		149,026.84	47,856.79	14,522.49	223,479.81

- Cantidad de Asfalto RC-250 (dosificación estimada, Kerosene mas RC-250: 0.4gln/m2):
223,479.81x0.4x0.85 = 75,983.14 glns
- Cantidad de Cemento Asfáltico PEN 40-50 (dosificación estimada 45 gln/m3):
14,522.49x45 = 653,512.05 glns
- Cantidad de Relleno Filler (dosificación estimada 46 kg/m3): 14,522.49x46 =
668,034.54 kg

* **Nota:** Las cantidades verdaderas de asfalto RC-250, cemento asfáltico PEN 40-50 y de filler son ajustadas de acuerdo a las pruebas de laboratorio (Ensayo de Estabilidad Marshall)

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR PARA CIMIENTO, SEGÚN DISEÑO N°03

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN CIMIENTO A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	5+760	0.30	5.56	4,108.66	4,108.66	18,735.50
1+000	2+000	1.00	5+760	0.30	4.56	6,352.52	6,352.52	22,614.96
2+000	3+000	1.00	5+760	0.30	3.56	6,231.59	6,231.59	15,952.87
3+000	4+000	1.00	5+760	0.30	2.56	6,146.68	6,146.68	9,588.82
4+000	5+000	1.00	5+760	0.30	1.56	6,228.16	6,228.16	3,487.77
5+000	6+000	1.00	5+760	0.30	0.56	6,128.60	3,432.02	0.00
6+000	7+000	1.00	5+760	0.30	1.04	6,204.63	6,204.63	248.19
7+000	8+000	1.00	5+760	0.30	2.04	6,204.79	6,204.79	6,452.98
8+000	9+000	1.00	5+760	0.30	3.04	6,395.29	6,395.29	13,046.38
9+000	10+000	1.00	5+760	0.30	4.04	6,101.71	6,101.71	18,549.19
10+000	11+000	1.00	5+760	0.30	5.04	6,184.11	6,184.11	24,983.80
11+000	12+000	1.00	5+760	0.30	6.04	6,119.39	6,119.39	30,841.75
12+000	13+000	1.00	5+760	0.30	7.04	6,215.98	6,215.98	37,544.50
13+000	14+000	1.00	5+760	0.30	8.04	6,285.43	6,285.43	44,249.44
14+000	15+000	1.00	5+760	0.30	9.04	6,291.85	6,291.85	50,586.49
15+000	16+000	1.00	5+760	0.30	10.04	6,150.53	6,150.53	55,600.83
16+000	17+000	1.00	5+760	0.30	11.04	6,030.00	6,030.00	60,541.20
17+000	18+000	1.00	5+760	0.30	12.04	6,119.38	6,119.38	67,557.98
18+000	19+000	1.00	5+760	0.30	13.04	6,146.66	6,146.66	74,005.76
19+000	20+000	1.00	5+760	0.30	14.04	6,061.10	6,061.10	79,036.80
20+000	21+000	1.00	33+500	1.00	14.00	6,076.00	6,076.00	78,988.03
21+000	22+000	1.00	33+500	1.00	13.00	6,097.51	6,097.51	73,170.07
22+000	23+000	1.00	33+500	1.00	12.00	6,052.13	6,052.13	66,573.47
23+000	24+000	1.00	33+500	1.00	11.00	6,030.00	6,030.00	60,300.00
24+000	24+500	0.50	33+500	1.00	10.25	3,064.13	3,064.13	28,343.24
TOTAL						149,026.84	146,330.26	941,000.01

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA, SEGÚN DISEÑO N°03

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN FIRME A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	36+800	1.40	37.70	418.67	418.67	15,365.31
1+000	2+000	1.00	36+800	1.40	36.70	620.00	620.00	22,134.07
2+000	3+000	1.00	36+800	1.40	35.70	607.10	607.10	21,066.46
3+000	4+000	1.00	36+800	1.40	34.70	598.05	598.05	20,154.15
4+000	5+000	1.00	36+800	1.40	33.70	606.74	606.74	19,840.31
5+000	6+000	1.00	36+800	1.40	32.70	588.19	588.19	18,645.50
6+000	7+000	1.00	36+800	1.40	31.70	604.23	604.23	18,549.78
7+000	8+000	1.00	36+800	1.40	30.70	604.22	604.22	17,945.19
8+000	9+000	1.00	36+800	1.40	29.70	624.56	624.56	17,924.98
9+000	10+000	1.00	36+800	1.40	28.70	593.25	593.25	16,432.99
10+000	11+000	1.00	36+800	1.40	27.70	602.04	602.04	16,074.43
11+000	12+000	1.00	36+800	1.40	26.70	595.86	595.86	15,313.55
12+000	13+000	1.00	36+800	1.40	25.70	605.44	605.44	14,954.30
13+000	14+000	1.00	36+800	1.40	24.70	612.85	612.85	14,524.45
14+000	15+000	1.00	36+800	1.40	23.70	613.53	613.53	13,927.15
15+000	16+000	1.00	36+800	1.40	22.70	598.46	598.46	12,986.52
16+000	17+000	1.00	36+800	1.40	21.70	585.60	585.60	12,121.92
17+000	18+000	1.00	36+800	1.40	20.70	595.13	595.13	11,724.14
18+000	19+000	1.00	36+800	1.40	19.70	598.04	598.04	11,183.41
19+000	20+000	1.00	36+800	1.40	18.70	595.63	595.63	10,542.62
20+000	21+000	1.00	36+800	1.40	17.70	590.51	590.51	9,861.46
21+000	22+000	1.00	36+800	1.40	16.70	592.80	592.80	9,306.97
22+000	23+000	1.00	36+800	1.40	15.70	587.96	587.96	8,643.03
23+000	24+000	1.00	36+800	1.40	14.70	585.60	585.60	8,022.72
24+000	24+500	0.50	36+800	1.40	13.95	298.04	298.04	3,859.63
TOTAL						14,522.49	14,522.49	361,105.04

7.2.3.04.- METRADOS PARA LA CUARTA ALTERNATIVA DE DISEÑO

RESUMEN DE METRADOS

ITEM	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD
03.00	PAVIMENTOS		
03.01	Mejoramiento del terreno de fundac.	m3	86,932.32
03.02	Firme arenoso	m3	47,856.79
03.03	Imprimacion	m2	223,479.81
03.04	Mezcla asfaltica	m3	14,522.49
03.05	Asfalto liquido	gal	75,983.14
03.06	Asfalto solido pen 40-50	gal	653,512.05
03.07	Filler	ton	668,04
03.08	Suministro e Instalacion de geomallas	m2	531,529.08
04.00	TRANSPORTE		
04.01	Transporte de agregados hasta 1km	m3k	132,349.88
04.02	Transporte de agregados despues 1km	m3k	878,406.49
04.03	Transporte de mezcla asfaltica d<1 km	m3k	14,522.49
04.04	Transporte de mezcla asfaltica d>1 km	m3k	361,105.04

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE PAVIMENTO, SEGÚN DISEÑO N°04

PROGRESIVA		MEJORAMIENTO DE T. DE FUNDACION (M3)	FIRME (M3)	REVESTIMIENTO ASFÁLTICO (M3)	IMPRIMACION (M2)
INICIO	FINAL				
0+000	1+000	2,396.72	1,344.05	418.67	6,490.77
1+000	2+000	3,705.64	2,042.51	620.00	9,537.53
2+000	3+000	3,635.09	2,002.18	607.10	9,335.98
3+000	4+000	3,585.56	1,973.90	598.05	9,194.48
4+000	5+000	3,633.09	2,001.05	606.74	9,330.27
5+000	6+000	3,575.02	1,968.70	588.19	9,176.00
6+000	7+000	3,619.37	1,993.21	604.23	9,291.04
7+000	8+000	3,619.46	1,993.17	604.22	9,295.36
8+000	9+000	3,730.58	2,023.84	624.56	9,608.81
9+000	10+000	3,559.33	1,958.90	593.25	9,119.51
10+000	11+000	3,607.40	1,986.37	602.04	9,256.85
11+000	12+000	3,569.65	1,965.74	595.86	9,162.16
12+000	13+000	3,625.99	1,996.99	605.44	9,309.97
13+000	14+000	3,666.50	2,020.14	612.85	9,425.72
14+000	15+000	3,670.25	2,022.29	613.53	9,436.43
15+000	16+000	3,587.81	1,975.18	598.46	9,200.89
16+000	17+000	3,517.50	1,935.00	585.60	9,000.00
17+000	18+000	3,569.64	1,964.79	595.13	9,148.97
18+000	19+000	3,585.55	1,953.34	598.04	9,194.44
19+000	20+000	3,535.64	1,966.34	595.63	9,156.69
20+000	21+000	3,544.33	1,950.33	590.51	9,076.66
21+000	22+000	3,556.88	1,957.50	592.80	9,112.51
22+000	23+000	3,530.41	1,942.38	587.96	9,036.89
23+000	24+000	3,517.50	1,935.00	585.60	9,000.00
24+000	24+500	1,787.41	983.88	298.04	4,581.88
TOTAL		86,932.32	47,856.79	14,522.49	223,479.81

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR PARA CIMIENTO, SEGÚN DISEÑO N°04

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN CIMIENTO A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	5+760	0.30	5.56	2,396.72	2,396.72	10,929.04
1+000	2+000	1.00	5+760	0.30	4.56	3,705.64	3,705.64	13,192.06
2+000	3+000	1.00	5+760	0.30	3.56	3,635.09	3,635.09	9,305.84
3+000	4+000	1.00	5+760	0.30	2.56	3,585.56	3,585.56	5,593.48
4+000	5+000	1.00	5+760	0.30	1.56	3,633.09	3,633.09	2,034.53
5+000	6+000	1.00	5+760	0.30	0.56	3,575.02	2,002.01	0.00
6+000	7+000	1.00	5+760	0.30	1.04	3,619.37	3,619.37	144.77
7+000	8+000	1.00	5+760	0.30	2.04	3,619.46	3,619.46	3,764.24
8+000	9+000	1.00	5+760	0.30	3.04	3,730.58	3,730.58	7,610.39
9+000	10+000	1.00	5+760	0.30	4.04	3,559.33	3,559.33	10,820.36
10+000	11+000	1.00	5+760	0.30	5.04	3,607.40	3,607.40	14,573.89
11+000	12+000	1.00	5+760	0.30	6.04	3,569.65	3,569.65	17,991.02
12+000	13+000	1.00	5+760	0.30	7.04	3,625.99	3,625.99	21,900.96
13+000	14+000	1.00	5+760	0.30	8.04	3,666.50	3,666.50	25,812.17
14+000	15+000	1.00	5+760	0.30	9.04	3,670.25	3,670.25	29,508.79
15+000	16+000	1.00	5+760	0.30	10.04	3,587.81	3,587.81	32,433.82
16+000	17+000	1.00	5+760	0.30	11.04	3,517.50	3,517.50	35,315.70
17+000	18+000	1.00	5+760	0.30	12.04	3,569.64	3,569.64	39,408.82
18+000	19+000	1.00	5+760	0.30	13.04	3,585.55	3,585.55	43,170.03
19+000	20+000	1.00	5+760	0.30	14.04	3,535.64	3,535.64	46,104.80
20+000	21+000	1.00	33+500	1.00	14.00	3,544.33	3,544.33	46,076.35
21+000	22+000	1.00	33+500	1.00	13.00	3,556.88	3,556.88	42,682.54
22+000	23+000	1.00	33+500	1.00	12.00	3,530.41	3,530.41	38,834.53
23+000	24+000	1.00	33+500	1.00	11.00	3,517.50	3,517.50	35,175.00
24+000	24+500	0.50	33+500	1.00	10.25	1,787.41	1,787.41	16,533.56
TOTAL						86,932.32	85,359.32	548,916.67

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR PARA FIRME, SEGÚN DISEÑO N°04

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN FIRME A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	5+760	0.30	5.56	1,344.05	1,344.05	6,128.89
1+000	2+000	1.00	5+760	0.30	4.56	2,042.51	2,042.51	7,271.32
2+000	3+000	1.00	5+760	0.30	3.56	2,002.18	2,002.18	5,125.58
3+000	4+000	1.00	5+760	0.30	2.56	1,973.90	1,973.90	3,079.28
4+000	5+000	1.00	5+760	0.30	1.56	2,001.05	2,001.05	1,120.59
5+000	6+000	1.00	5+760	0.30	0.56	1,968.70	1,102.47	0.00
6+000	7+000	1.00	5+760	0.30	1.04	1,993.21	1,993.21	79.73
7+000	8+000	1.00	5+760	0.30	2.04	1,993.17	1,993.17	2,072.90
8+000	9+000	1.00	5+760	0.30	3.04	2,023.84	2,023.84	4,128.63
9+000	10+000	1.00	5+760	0.30	4.04	1,958.90	1,958.90	5,955.06
10+000	11+000	1.00	5+760	0.30	5.04	1,986.37	1,986.37	8,024.93
11+000	12+000	1.00	5+760	0.30	6.04	1,965.74	1,965.74	9,907.32
12+000	13+000	1.00	5+760	0.30	7.04	1,996.99	1,996.99	12,061.83
13+000	14+000	1.00	5+760	0.30	8.04	2,020.14	2,020.14	14,221.81
14+000	15+000	1.00	5+760	0.30	9.04	2,022.29	2,022.29	16,259.18
15+000	16+000	1.00	5+760	0.30	10.04	1,975.18	1,975.18	17,855.61
16+000	17+000	1.00	5+760	0.30	11.04	1,935.00	1,935.00	19,427.42
17+000	18+000	1.00	5+760	0.30	12.04	1,964.79	1,964.79	21,691.33
18+000	19+000	1.00	5+760	0.30	13.04	1,953.34	1,953.34	23,518.21
19+000	20+000	1.00	5+760	0.30	14.04	1,966.34	1,966.34	25,641.05
20+000	21+000	1.00	5+760	0.30	15.04	1,950.33	1,950.33	27,382.66
21+000	22+000	1.00	36+800	1.40	16.70	1,957.50	1,957.50	30,732.81
22+000	23+000	1.00	36+800	1.40	15.70	1,942.38	1,942.38	28,552.96
23+000	24+000	1.00	36+800	1.40	14.70	1,935.00	1,935.00	26,509.53
24+000	24+500	0.50	36+800	1.40	13.95	983.88	983.88	12,741.19
TOTAL						47,856.79	46,990.56	329,489.82

CARRETERA: IQUITOS-NAUTA, TRAMO IV

METRADOS DE TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA, SEGÚN DISEÑO N°04

PROGRESIVA		LONGITUD (KM)	UBICACIÓN CANTERA (KM)	ACCESO (KM)	DIST. A TRANSP. (KM)	VOLUMEN FIRME A TRANSPORTAR (M3)	TRANSPORTE ≤1KM (M3KM)	TRANSPORTE >1KM (M3KM)
INICIO	FINAL							
0+000	1+000	1.00	36+800	1.40	37.70	418.67	418.67	15,365.31
1+000	2+000	1.00	36+800	1.40	36.70	620.00	620.00	22,134.07
2+000	3+000	1.00	36+800	1.40	35.70	607.10	607.10	21,066.48
3+000	4+000	1.00	36+800	1.40	34.70	598.05	598.05	20,154.15
4+000	5+000	1.00	36+800	1.40	33.70	606.74	606.74	19,840.31
5+000	6+000	1.00	36+800	1.40	32.70	588.19	588.19	18,645.50
6+000	7+000	1.00	36+800	1.40	31.70	604.23	604.23	18,549.78
7+000	8+000	1.00	36+800	1.40	30.70	604.22	604.22	17,945.19
8+000	9+000	1.00	36+800	1.40	29.70	624.56	624.56	17,924.98
9+000	10+000	1.00	36+800	1.40	28.70	593.25	593.25	16,432.99
10+000	11+000	1.00	36+800	1.40	27.70	602.04	602.04	16,074.43
11+000	12+000	1.00	36+800	1.40	26.70	595.86	595.86	15,313.55
12+000	13+000	1.00	36+800	1.40	25.70	605.44	605.44	14,954.30
13+000	14+000	1.00	36+800	1.40	24.70	612.85	612.85	14,524.45
14+000	15+000	1.00	36+800	1.40	23.70	613.53	613.53	13,927.15
15+000	16+000	1.00	36+800	1.40	22.70	598.46	598.46	12,986.52
16+000	17+000	1.00	36+800	1.40	21.70	585.60	585.60	12,121.92
17+000	18+000	1.00	36+800	1.40	20.70	595.13	595.13	11,724.14
18+000	19+000	1.00	36+800	1.40	19.70	598.04	598.04	11,183.41
19+000	20+000	1.00	36+800	1.40	18.70	595.63	595.63	10,542.62
20+000	21+000	1.00	36+800	1.40	17.70	590.51	590.51	9,861.46
21+000	22+000	1.00	36+800	1.40	16.70	592.80	592.80	9,306.97
22+000	23+000	1.00	36+800	1.40	15.70	587.96	587.96	8,643.03
23+000	24+000	1.00	36+800	1.40	14.70	585.60	585.60	8,022.72
24+000	24+500	0.50	36+800	1.40	13.95	298.04	298.04	3,859.63
TOTAL						14,522.49	14,522.49	361,105.04

El metrado del suministro de la geomalla es el siguiente:

$$= 2 \times \text{Area de "Mejor. de Terreno de Fundación"} \times 1.07 = 2 \times 248,378.07 \times 1.07 = 531,529.08\text{m}^2$$

Considerando un área de traslapes total (transversales y longitudinales) de 7%, para la instalación de las geomallas.

7.3.0.00.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Los análisis de precios unitarios están conformados por los materiales, la mano de obra, los equipos mecánicos y los insumos partida, estos últimos considerados en aquellos análisis que están constituidos por varios procesos constructivos y consecuentemente requieren de un análisis de costos dentro del mismo. Cuando se realiza un análisis de costos unitarios es importante tener bien remarcado los diferentes procedimientos constructivos de la obra, en este caso donde se efectuará una cuantificación de los procesos destinados a la conformación de un pavimento reforzado o mejorado con geomallas se tendrá en cuenta el proceso constructivo desarrollado en el Capítulo VI.

Para la confección de los análisis de costos se tiene en cuenta diversos factores que afectan directa o indirectamente el resultado final del costo unitario. Estas condicionantes están relacionadas con la zona o ubicación del proyecto; en este sentido se tendrán zonas de trabajo con características propias, por ejemplo: una ubicación a una altitud sobre el nivel del mar específico, zonas con un determinado suelo, diferentes condiciones para explotar un material, un clima propio de la región, etc.

La carretera Iquitos – Nauta, tramo IV, representa un proyecto especial debido a su ubicación geográfica que determina los rendimientos o la producción diaria de cada actividad comprendida en el planeamiento del proyecto. Así se tiene que este tramo de carretera se encuentra en la región selva del Perú, con un clima predominantemente cálido - lluvioso y con suelos arcillosos; lo que implica tener rendimientos no muy óptimos.

Veamos los datos que han servido de base para el cálculo de los precios unitarios de las diferentes partidas que conforman el presupuesto.

7.3.1.00.- MANO DE OBRA

El siguiente Cuadro 7.3.1.01 nos muestra la deducción del precio de la mano de obra para las diferentes categorías como son operario, oficial y peón; cuya fuente es la Revista Costos del mes de Julio del 2001, la misma que se basa en la Tabla

Unica de Planillas de los trabajadores elaborada por CAPECO y en los montos estipulados en el Decreto Legislativo 854, Artículos 10 y 11; que establece el costo por jornal simple.

**CUADRO 7.3.1.01
COSTO DE HORA - HOMBRE**

ITEM	CONCEPTO	CATEGORIA		
		OPERARIO	OFICIAL	PEON
1.00	REMUNERACION BASICA VIGENTE (RB) (DL 854, Art. 10 y 11)	24.23	21.81	19.31
2.00	BONIFICACION UNICA DE CONSTRUCCION (BUC)	7.75	6.54	5.79
3.00	LEYES Y BENEFICIOS SOCIALES SOBRE LA RB (120.19%)	29.12	26.21	23.21
4.00	LEYES Y BENEFICIOS SOCIALES SOBRE LA BUC (17%)	1.32	1.11	0.98
5.00	BONIFICACION POR MOVILIDAD ACUMULADA	6.00	6.00	6.00
6.00	OVEROL (DOS UNIDADES ANUALES)	0.40	0.40	0.40
COSTO DIA HOMBRE (DH) S/.		68.82	62.07	55.69
COSTO HORA HOMBRE (HH) S/.		8.60	7.76	6.96

7.3.2.00.- EQUIPO MECANICO

Los precios de hora máquina del equipo mecánico que está incluida dentro de los análisis de precios unitarios son valores promedios establecidos por algunas empresas dedicadas al alquiler de maquinaria de construcción, y que al igual que la mano corresponden a costos al mes de julio del 2,001. El Cuadro 7.3.2.01 muestra los precios de dichos equipos los cuales incluyen el pago de operador, combustible, lubricante, etc.

CUADRO 7.3.2.01

EQUIPO	UND	PRECIO (S/.)
CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 122 HP 2,000	HM	90.17
CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.	HM	125.00
MOTOBOMBA 10 HP 4"	HM	12.50
BARREDORA MECANICA 10-20 HP	HM	32.57
RODILLO LISO VIBR AUTOP 70-100 HP 7-9 T.	HM	62.28
RODILLO NEUMATICO AUTOP. 127 HP 8-23 TON	HM	56.25
CARGADOR S/LLANTAS 125 HP 2.5 YD3.	HM	127.44
CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3.	HM	174.04
TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	HM	218.29
SECADOR ARIDOS 2-M.E. 70 HP 60-115 TON/H	HM	62.44
PLANTA ASFALTO EN CALIENTE 60-115 TON/H	HM	285.00
ZARANDA VIBRATORIA 4"x6"x14" M.E. 15 HP	HM	30.48
TRACTOR DE TIRO DE 60 HP	HM	46.69
MOTONIVELADORA DE 125 HP	HM	112.59
RODILLO TANDEM 8 A 10 TN.	HM	88.00
PAVIMENTADORA SOBRE ORUGA 69 HP	HM	102.63
CAMION IMPRIMADOR DE 2000 GLS.	HM	113.22

7.3.3.00.- MATERIALES

Los precios de los materiales se toman también los correspondientes al mes de julio del 2,001. A continuación se presenta el Cuadro 7.3.3.01 de precios de materiales.

CUADRO 7.3.3.01

MATERIAL	UND	PRECIO (S/.)
CEMENTO ASFALTICO PEN 40/50	GLN	2.14
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	18.20
DERECHO DE CANTERA POR EXTRACCION DE AGREGADOS	M3	1.75
FLETE TERRESTRE DESDE LIMA A PUCALPA	KG	0.31
FLETE PLUVIAL DESDE PUCALPA A IQUITOS	KG	0.28
KEROSENE	GLN	3.70
PETROLEO DIESEL # 2	GLN	7.00
RC-250	GLN	2.53

Los precios del cemento, kerosene y del petroleo son considerados puestos en obra por lo tanto en los análisis de precios unitarios no se requerirá incluir flete alguno.

Los precios del cemento asfáltico, asfalto líquido RC-250 deberán ser transportados desde Lima hasta la obra, por lo tanto en los análisis de precios unitarios se deberá considerar los fletes correspondientes.

A continuación se detallan las estructuras de los análisis de precios unitarios considerados en los presupuestos para las diferentes opciones de diseño del pavimento.

Partida	: 03.01.- Mejoramiento de Terreno de Fundación					
Rendimiento	: 380 m3/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(1.11)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	1.00	0.0211	10.32	0.22
OFICIAL		HH	1.00	0.0211	7.76	0.16
PEON		HH	5.00	0.1053	6.96	0.73
Materiales	()					
Equipos	(3.75)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	1.11	0.06
RODILLO LISO VIBR AUTOP 70-100 HP 7-9 T.		HM	1.00	0.0211	62.28	1.31
MOTONIVELADORA DE 125 HP		HM	1.00	0.0211	112.59	2.38
Insumos Partida	(15.00)					
AGUA PARA RIEGO		M3		0.1500	7.26	1.09
MATERIAL SELECCIONADO PARA MEJOR. DE TERRENO DE FUNDACION		M3		1.2000	11.59	13.91
Costo Unitario por m3:						19.86

Partida	: 03.02.- Firme Arenoso					
Rendimiento	: 330 m3/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(1.30)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	1.00	0.0242	10.32	0.25
OPERARIO		HH	1.00	0.0242	8.60	0.21
PEON		HH	5.00	0.1212	6.96	0.84
Materiales	()					
Equipos	(4.30)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	1.30	0.07
RODILLO LISO VIBR AUTOP 70-100 HP 7-9 T.		HM	1.00	0.0242	62.28	1.51
MOTONIVELADORA DE 125 HP		HM	1.00	0.0242	112.59	2.72
Insumos Partida	(15.77)					
AGUA PARA RIEGO		M3		0.1500	7.26	1.66
MATERIAL SELECCIONADO FIRME		M3		1.2000	12.23	14.68
Costo Unitario por m3:						21.37

Partida	: 03.03.- Imprimación					
Rendimiento	: 4,500 m2/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.10)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	1.00	0.0018	10.32	0.02
OFICIAL		HH	1.00	0.0018	7.76	0.01
PEON		HH	6.00	0.0107	6.96	0.07
Materiales	(0.22)					
KEROSENE		GLN		0.0600	3.70	0.22
Equipos	(0.34)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	0.10	0.003
BARREDORA MECANICA 10-20 HP		HM	1.00	0.0018	32.57	0.06
TRACTOR DE TIRO DE 60 HP		HM	1.00	0.0018	46.69	0.08
CAMION IMPRIMADOR DE 2000 GLS.		HM	1.00	0.0018	113.22	0.20
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m2:						0.66

Partida	: 03.04.- Mezcla Asfáltica					
Rendimiento	:					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	()	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales	()					
Equipos	()					
Insumos Partida	(74.44)					
ESPARCIDO Y COMPACTADO		M3		1.00	12.72	12.72
PREPARACION MEZCLA ASFALTICA		M3		1.00	49.91	49.91
AGREGADOS PARA MEZCLA ASFALTICA		M3		1.00	11.81	11.81
Costo Unitario por m3:						74.44

Partida	: 03.05.- Asfalto Líquido					
Rendimiento	:					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	()	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales (4.65)						
FLETE TERRESTRE DESDE LIMA A PUCALPA		KG		3.50	0.31	1.09
FLETE PLUVIAL DESDE PUCALPA A IQUITOS		KG		3.50	0.28	0.98
RC-250		GLN		1.02	2.53	2.58
Equipos	()					
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por Gln:						4.65

Partida	: 03.06.- Asfalto Sólido PEN 40/50					
Rendimiento	:-					
Descripción Insumo						
Mano de Obra		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales (4.47)						
FLETE TERRESTRE DESDE LIMA A PUCALPA		KG		3.876	0.31	1.20
FLETE PLUVIAL DESDE PUCALPA A IQUITOS		KG		3.876	0.28	1.09
CEMENTO ASFALTICO PEN 40/50		GLN		1.02	2.14	2.18
Equipos	()					
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por Gln:						4.47

Partida	: 03.07.- Filler					
Rendimiento	:					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	()	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales (428.25)						
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		23.53	18.20	428.25
Equipos	()					
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por Ton:						428.25

Partida	: 03.08.- Suministro e Instalación de Geomallas					
Rendimiento	: 600 m2/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.19)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
OFICIAL		HH	1.00	0.0133	7.76	0.10
PEON		HH	1.00	0.0133	6.96	0.09
Materiales (8.80)						
FLETE TERRESTRE DESDE LIMA A PUCALPA		KG		0.2500	0.31	0.08
FLETE PLUVIAL DESDE PUCALPA A IQUITOS		KG		0.2500	0.28	0.07
SUJETADORES TIPO GRAMPAS "U"		PZA		2.0000	0.30	0.60
GEOMALLA BIAXIAL BX1100		M2		1.0000	8.05	8.05
Equipos	(0.01)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.00	0.19	0.01
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por Ton:						9.00

CALCULO DE RENDIMIENTOS DE TRANSPORTE DE MATERIALES (m3km)

BASE DE CALCULO	UND	MATERIAL FIRME, CIMIENTO HASTA 1KM (D=1KM)	MATERIAL FIRME, CIMIENTO DESPUES 1KM (D=1KM)	MEZCLA ASFALTICA HASTA 1KM (D=1KM)	MEZCLA ASFALTICA DESPUES 1KM (D=1KM)	
VELOCIDAD CARGADO	Vc	Km/hr	20	20	20	20
VELOCIDAD DESCARGADO	Vd	Km/hr	30	30	30	30
TIEMPO DE CARGA	Tc	min	3	0	10	0
TIEMPO DE DESCARGA	Td	min	2	0	7	0
TIEMPO DE RECORRIDO CARGADO	Trc	formula	60D/Vc	60D/Vc	60D/Vc	60D/Vc
		min	3	3	3	3
TIEMPO DE RECORRIDO DESCARGADO	Trd	formula	60D/Vd	60D/Vd	60D/Vd	60D/Vd
		min	2	2	2	2
TIEMPO DE RECORRIDO	Tr	formula	Trc+Trd	Trc+Trd	Trc+Trd	Trc+Trd
		min	5	5	5	5
CICLO	C	formula	Tc+Td+Tr	Tc+Td+Tr	Tc+Td+Tr	Tc+Td+Tr
		min	10	5	22	5
TIEMPO TRABAJADO POR DIA		min	480	480	480	480
EFICIENCIA		%	90%	90%	80%	80%
TIEMPO UTIL TRABAJADO	Tu	min	432	432	384	384
VOLUMEN VOLQUETE		m3	10	10	10	10
NUMERO DE VIAJES AL DIA		formula	Tu/C	Tu/C	Tu/C	Tu/C
		und	43	86	17	77
VOLUMEN TRANSPORTADO POR DIA		m3	430	860	170	770
DISTANCIA MEDIA PONDERADA	D	Km	1	1	1	1
VOLUMEN TRANSPORTADO POR DIA	Vdía	m3	430	860	170	770
ESPONJAMIENTO	e	%	0.2	0.2	0.2	0.2
RENDIMIENTO		formula	$Vd \times \alpha D / (1+e)$	$Vd \times \alpha D / (1+e)$	$Vd \times \alpha D / (1+e)$	$Vd \times \alpha D / (1+e)$
		m3km	358.333	716.667	141.667	641.667

Cálculo del rendimiento para la partida insumo "Agua para Riego".

- Volumen de Cisterna = 2,000 glns
- Considerando una distancia promedio de transportes de 2Km
- Equipo para llenado de cisterna: Motobomba de Ø=4", 10HP
- Rendimiento = 200 glns/minuto
- Tiempo de carga = $2,000/200 = 10$ minutos
- Tiempo de recorrido = $d \times \left(\frac{1}{V_i} + \frac{1}{V_v} \right)$

Donde:

d: distancia promedio de transporte (Km)

V_i : Velocidad de Ida (Km/hr)

V_v : Velocidad de Vuelta (Km/hr)

$$\text{Tiempo de recorrido} = 2 \times \left(\frac{1}{15} + \frac{1}{30} \right) = 0.2 \text{ hr} = 12 \text{ minutos}$$

- Tiempo de descarga = $2,000/250 = 8$ minutos
(Considerando un caudal de riego de 250 glns/minuto)
- Ciclo Total = 10 min (carga) + 12 min (viaje) + 8 min (descarga)
Ciclo Total = 30 minutos
- Eficiencia de Cisterna para riego = 90%
- Riegos por Hora = $0.9 \times 60/30 = 1.8$ riegos/hr = 14 riegos/día
- Consumo de Agua diario = $2,000 \times 14 = 28,800$ glns/día = 106.40 m³/día

Partida	: 04.01.- Transporte de Material Granular Hasta 1Km					
Rendimiento	: 358.33 M3km					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.09)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
OFICIAL		HH	0.50	0.0112	7.76	0.09
Materiales	()					
Equipos	(2.79)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	0.09	0.00
CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.		HM	1.00	0.0223	125.00	2.79
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m3km:						2.88

Partida	: 04.02.- Transporte de Material Granular Después 1Km					
Rendimiento	: 716.67 M3km					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.04)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
OFICIAL		HH	0.50	0.0056	7.76	0.04
Materiales	()					
Equipos	(1.40)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	0.04	0.00
CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.		HM	1.00	0.0112	125.00	1.40
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m3km:						1.44

Partida	: 04.03.- Transporte de Mezcla Asfáltica Hasta 1Km					
Rendimiento	: 141.67 M3km					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.22)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
OFICIAL		HH	0.50	0.0282	7.76	0.22
Materiales	()					
Equipos	(7.07)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	0.22	0.01
CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.		HM	1.00	0.0565	125.00	7.06
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m3km:						7.29

Partida	: 04.04.- Transporte de Mezcla Asfáltica Después 1Km					
Rendimiento	: 641.67 M3km					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.05)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
OFICIAL		HH	0.50	0.0062	7.76	0.05
Materiales	()					
Equipos	(1.56)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	0.05	0.00
CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.		HM	1.00	0.0125	125.00	1.56
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m3km:						1.61

Insumo Partida	: Esparcido y Compactado					
Rendimiento	: 200m ³ /día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(2.70)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	1.00	0.04	10.32	0.41
OFICIAL		HH	2.00	0.08	7.76	0.62
PEON		HH	6.00	0.24	6.96	1.67
Materiales	()					
Equipos	(10.02)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.00	2.70	0.14
RODILLO NEUMATICO AUTOP. 127 HP 8-23 TON		HM	1.00	0.04	56.25	2.25
RODILLO TANDEM 8 A 10 TN.		HM	1.00	0.04	88.00	3.52
PAVIMENTADORA SOBRE ORUGA 69 HP		HM	1.00	0.04	102.63	4.11
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m³:						12.72

Insumo Partida	: Agua para riego					
Rendimiento	: 106.4m ³ /día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.29)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
OFICIAL		HH	0.50	0.0376	7.76	0.29
Materiales						
Equipos	(6.97)					
CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 122 HP 2,000		HM	1.00	0.0752	90.17	6.78
MOTOBOMBA 10 HP 4"		HM	0.20	0.0150	12.50	0.19
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m³:						7.26

Insumo Partida	: Extracción y apilamiento en cantera					
Rendimiento	: 450m3/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.29)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	0.20	0.0036	10.32	0.04
PEON		HH	2.00	0.0356	6.96	0.25
Materiales	(1.75)					
DERECHO DE CANTERA POR EXTRACCION		M3		1.0000	1.75	1.75
Equipos	(3.90)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	0.29	0.01
TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP		HM	1.00	0.0178	218.29	3.89
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m3:						5.94

Insumo Partida	: Zarandeo de material para mejoramiento de T. De Fundac.					
Rendimiento	: 400m3/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.30)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	0.10	0.00	10.32	0.02
PEON		HH	2.00	0.04	6.96	0.28
Materiales	()					
Equipos	(4.10)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.00	0.30	0.01
CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3.		HM	1.00	0.02	174.04	3.48
ZARANDA VIBRATORIA 4"x6"x14" M.E. 15 HP		HM	1.00	0.02	30.48	0.61
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m3:						4.40

Insumo Partida	: Carguío para Transporte					
Rendimiento	: 840m3/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.04)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
OFICIAL		HH	0.50	0.0048	7.76	0.04
Materiales	()					
Equipos	(1.21)					
CARGADOR S/LLANTAS 125 HP 2.5 YD3.		HM	1.00	0.0095	127.44	1.21
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m3:						1.25

Insumo Partida	: Material seleccionado para firme					
Rendimiento	:					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	()	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales	()					
Equipos	()					
Insumos Partida	(12.23)					
EXTRACCION CANTERA Y APILAMIENTO		M3		1.00	5.94	5.94
CARGUIO PARA TRANSPORTE		M3		1.00	1.25	1.25
ZARANDEO DE MATERIAL PARA FIRME		M3		1.00	5.04	5.04
Costo Unitario por m3:						12.23

Insumo Partida	: Preparación de mezcla asfáltica					
Rendimiento	: 250m ³ /día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(3.06)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	1.00	0.0320	10.32	0.33
OFICIAL		HH	2.00	0.0640	7.76	0.50
PEON		HH	10.00	0.3200	6.96	2.23
Materiales	(31.50)					
PETROLEO DIESEL # 2		GLN		4.5000	7.00	31.50
Equipos	(15.35)					
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	3.06	0.15
CARGADOR S/LLANTAS 125 HP 2.5 YD3.		HM	1.00	0.03200	127.44	4.08
SECADOR ARIDOS 2-M.E. 70 HP 60-115 TON/H		HM	1.00	0.03200	62.44	2.00
PLANTA ASFALTO EN CALIENTE 60-115 TON/H		HM	1.00	0.03200	285.00	9.12
Insumos Partida	()					
Costo Unitario por m³:						49.91

Insumo Partida	: Agregados para mezcla asfáltica					
Rendimiento	:					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	()	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales	()					
Equipos	()					
Insumos Partida	(11.81)					
EXTRACCION CANTERA Y APILAMIENTO		M3		1.00	5.94	5.94
ZARANDEO DE MATERIAL PARA MEZCLA ASFALTICA		M3		1.00	5.87	5.87
Costo Unitario por m³:						11.81

Insumo Partida	: Material seleccionado para mejoramiento de T. De Fundac.					
Rendimiento	:					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	()	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Materiales ()						
Equipos ()						
Insumos Partida (11.59)						
EXTRACCION CANTERA Y APILAMIENTO		M3		1.00	5.94	5.94
ZARANDEO		M3		1.00	4.40	4.40
CARGUIO PARA TRANSPORTE		M3		1.00	1.25	1.25
Costo Unitario por m3:						11.59

Insumo Partida	: Zarandeo de material para Firme					
Rendimiento	: 350m3/día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.34)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	0.10	0.0023	10.32	0.02
PEON		HH	2.00	0.0457	6.96	0.32
Materiales ()						
Equipos (4.70)						
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	0.34	0.01
CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3.		HM	1.00	0.0229	174.04	3.99
ZARANDA VIBRATORIA 4"x6"x14" M.E. 15 HP		HM	1.00	0.0229	30.48	0.70
Insumos Partida ()						
Costo Unitario por m3:						5.04

Insumo Partida	: Zarandeo de material para mezcla asfáltica					
Rendimiento	: 300m ³ /día					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.40)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	0.10	0.0027	10.32	0.03
PEON		HH	2.00	0.0533	6.96	0.37
Materiales ()						
Equipos (5.47)						
HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	0.40	0.01
CARGADOR S/LLANTAS 160-195 HP 3.5 YD3.		HM	1.00	0.0267	174.04	4.65
ZARANDA VIBRATORIA 4"x6"x14" M.E. 15 HP		HM	1.00	0.0267	30.48	0.81
Insumos Partida ()						
Costo Unitario por m³:						5.87

7.4.0.00.- EVALUACION ECONOMICA DE UN PAVIMENTO DURANTE SU VIDA DE SERVICIO

La evaluación económica de varias alternativas de diseño de un pavimento consiste en llevar costos anuales requeridos para la construcción, mantenimiento y rehabilitación, a valores presentes (año de construcción o año cero); considerando una tasa de interés anual variable o constante para cada año del período de análisis del pavimento. Luego será necesario una comparación entre dichos valores presentes para cada alternativa de pavimento, optando por la que muestre un menor valor presente (valor presente neto "VPN").

Cabe resaltar la diferencia que existe entre la evaluación económica de un proyecto global de carreteras y una evaluación económica de un pavimento, la primera abarca un concepto mas extenso y su objetivo es evaluar si un proyecto integral de carretera es factible o no, desde el punto de vista de inversión, es decir se analiza si verdaderamente el proyecto es rentable o no; y se consideran los siguientes parámetros:

- Período de análisis
- Tasa de descuento
- Año inicial para el análisis de flujo de costos
- Tipo de proyecto (construcción, rehabilitación, mejoramiento, tipo de pavimento: a nivel de afirmado o asfaltado)
- Geometría del proyecto
- Medio Ambiente
- Tráfico
- Definición de estrategias (costos de operación, políticas de mantenimiento, construcción, etc)
- Indicadores económicos: Valor Presente Neto (VPN), Relación Beneficio-costos (B/C), Tasa Interna de Retorno (TIR)

En el segundo caso de evaluación económica de un pavimento, se puede decir que es un componente de una evaluación económica del proyecto general (carretera), y solo requiere de una comparación de costos o valores presentes que son necesarios realizar durante el período de análisis del pavimento. Los parámetros considerados en esta evaluación son:

- Período de análisis
- Tasa de descuento
- Año inicial o año cero
- Tipo de pavimento (concreto hidráulico, asfáltico no reforzado, asfáltico reforzado, etc)
- Período de Performance
- Período de Análisis
- Técnicas de mantenimiento y rehabilitación

7.4.1.00.- COSTO TOTAL DURANTE EL CICLO DE VIDA DEL PAVIMENTO

El Método por el cual se ha optado es el que se basa en el Valor Presente Neto, que se define de la siguiente manera:

- **Valor Presente Neto (VPN):** el Valor Presente Neto, es la ganancia extraordinaria que genera un proyecto medido en moneda de hoy día. Esta ganancia está dada una vez cubiertos los costos de inversión y mantenimiento del proyecto.

Matemáticamente se define como sigue:

$$VPN = \sum VPIr - \sum VPEr$$

Lo que significa que el Valor Actual Neto de un proyecto es la relación entre los flujos proyectados de los ingresos actualizados a una tasa de descuento "r" menos la suma de los egresos proyectados y actualizados a una tasa de descuento "r".

En el caso de un pavimento se cuantificarán los valores que representan los egresos (VPEr), para cada uno de los años del período de análisis; en los cuales se tengan gastos de Mantenimiento y Rehabilitación, dicho de otra manera la cuantificación del Valor Presente Neto se realizará en base al valor absoluto del VPEr.

El Método de análisis económico consiste en determinar los costos de mantenimiento y rehabilitación en términos de valores presentes, para tal efecto se tendrá que definir por lo menos dos situaciones básicas o alternativas constructivas del pavimento, la primera tendrá que ser la construcción de una carretera con un pavimento convencional y la segunda incluirá un pavimento reforzado con geomallas.

A continuación se describen los parámetros utilizados en la evaluación económica, así como los alcances de cómo determinar el costo total del pavimento para todo su período de análisis en términos de los costos de construcción, mantenimiento y rehabilitación.

- A. Período de Análisis.-** es el número de años durante el cual se evaluará estructural y económicamente al pavimento, además es el período de tiempo desde el año cero o año en el cual se construye el pavimento hasta que este culmine su vida de servicio.
- B. Tasa de Descuento.-** es la porcentaje anual que permite descontar los costos en un año del período, para ser llevados a valores presentes.
- C. Costos de Construcción Inicial.-** son los costos requeridos para la construcción del pavimento, estos costos incluyen los rubros de mano de obra, materiales y equipos mecánicos.
- D. Costo Total de Mantenimiento y Rehabilitación.-** es el costo que cubre las medidas de mantenimiento y rehabilitación durante los años del período de

análisis, y que son llevados a valores presentes de la siguiente con el procedimiento siguiente:

Costo de Mantenimiento:

$$CMP = CMA \left[\frac{1}{(1+r)^{R+n-m}} + \frac{1}{(1+r)^{R+n-(m-1)}} + \frac{1}{(1+r)^{R+n-(m-2)}} + \dots + \frac{1}{(1+r)^{R+n-1}} \right]$$

Donde:

CMP: Costo de Mantenimiento llevado a valor presente

CMA: Costo de Mantenimiento Anual por kilómetro

r : Tasa de descuento anual (%)

R : Año en el cual se realiza la rehabilitación

n : Período de Performance (años)

m : Número de años luego de efectuar la rehabilitación, donde empiezan las labores de mantenimiento hasta culminar el período de performance.

Costo de Rehabilitación:

$$CRP = CR \left[\frac{1}{(1+r)^R} \right]$$

Donde:

CRP: Costo de Rehabilitación en valor presente

CR : Costo de Rehabilitación no afectado por la tasa de descuento

r : Tasa de descuento anual (%)

R : Año en el cual se realiza la rehabilitación

E. Valor de Rescate.- es aquel valor que tiene el pavimento luego de que se cumpla el período de análisis, y por lo general es considerado teóricamente como un valor nulo, debido a que se ha cumplido la función estructural del pavimento así como de las diversas medidas de rehabilitación.

F. Costo Total para el período de análisis.- es el costo total que resulta de la suma del Costo de Construcción Inicial, el Costo Total de Mantenimiento y Rehabilitación, y el Valor de Rescate.

$$CT = CI + CMP + CRP + VR$$

Donde:

CT : Costo Total del Pavimento

CI : Costo Inicial de construcción

CMP: Costo de Mantenimiento

CRP: Costo de Rehabilitación

VR : Valor de Rescate

Entonces la comparación económica se realizará en términos de los costos totales del pavimento, que significan valores presentes o en otras palabras en monedas de hoy día. La mejor alternativa técnica-económica será aquella que proporcione un menor costo total.

A continuación se muestra una estructura modelo para realizar la evaluación económica en función a los costos durante todo el período de análisis. En general este método está basado primero en los costos iniciales de construcción y los costos de mantenimiento para el primer período de performance, y segundo los costos de mantenimiento y rehabilitación para los subsiguientes períodos de performance.

COSTOS DURANTE EL PERIODO DE ANALISIS DEL PAVIMENTO

METODO: VALOR PRESENTE NETO (en base a los costos por kilómetro)

PERIODO DE ANALISIS	:	
TASA DE DESCUENTO	:	
COSTO INICIAL TOTAL (1)	:	
COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION (2)	:	(suma de los costos de mantenimiento y rehabilitacion en valores presentes, de los periodos de performance 2 a n)
VALOR DE RESCATE (3)	:	
COSTO TOTAL (1)+(2)+(3)	:	

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO NUEVO

CAPA	ESPESOR
REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO	
FIRME GRANULAR	
CIMIENTO GRANULAR	

POLITICA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE 02

DESCRIPCION	ESPESOR
RECAPEO O REFUERZO DE CONCRETO ASFALT.	
SELLADO ASFÁLTICO	

·
·
·
·

POLÍTICA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE n

DESCRIPCION	ESPESOR
RECAPEO O REFUERZO DE CONCRETO ASFALT.	
SELLADO ASFÁLTICO	

ANALISIS ECONOMICO

COSTOS DE CONSTRUCCION INICIAL TOTAL

PERIODO DE PERFORMANCE (AÑOS)	:	
AÑO EN QUE EMPIEZA EL MANTENIMIENTO	:	
COSTO DE MANTENIMIENTO ANUAL (S./KM)	:	
% INCREMENTO ANUAL DE COSTOS DE MANTEN.	:	
COSTO DE CONSTRUCCION INICIAL (VPN) (1)	:	
COSTO DE MANTENIMIENTO (VPN) (2)	:	
COSTO INICIAL TOTAL (VPN) =(1)+(2)	:	

COSTOS DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE 02

FASE DE CONSTRUCCION	:	
AÑO DE REHABILITACION	:	
PERIODO DE PERFORMANCE (AÑOS)	:	
AÑO EN QUE EMPIEZA EL MANTENIMIENTO	:	
COSTO DE MANTENIMIENTO ANUAL (S./KM)	:	
% INCREMENTO ANUAL DE COSTOS DE MANTEN.	:	

TESIS: OPTIMIZACION DE COSTOS EN CARRETERAS APLICANDO EL SISTEMA DE REFUERZO CON GEOMALLAS

COSTO DE MANTENIMIENTO (VPN) (1) :
COSTO DE REHABILITACION (VPN) (2) :

COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION (VPN) : (1)+(2)

COSTOS DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE n

FASE DE CONSTRUCCION :
AÑO DE REHABILITACION :
PERIODO DE PERFORMANCE (AÑOS) :
AÑO EN QUE EMPIEZA EL MANTENIMIENTO :
COSTO DE MANTENIMIENTO ANUAL (S./KM) :
% INCREMENTO ANUAL DE COSTOS DE MANTÉN. :

COSTO DE MANTENIMIENTO (VPN) (1) :
COSTO DE REHABILITACION (VPN) (2) :

COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION (VPN) : (1)+(2)

7.4.2.00.- EVALUACION ECONOMICA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO, CARRETERA IQUITOS - NAUTA

La carretera Iquitos-Nauta es una vía la cual por muchos años ha tenido problemas en la conservación del pavimento, lo cual ha significado altos costos de inversión en las diferentes políticas de Mantenimiento y Rehabilitación. Tal es así que en el primer tramo que empieza en Iquitos el pavimento consta de un terreno de fundación con CBR igual a 9%, una capa de cimiento de arena, de espesor 0.20m (CBR=15%), firme de arena de espesor 0.25m (CBR=40%), primera capa de mortero asfáltico de 0.075m de espesor y una segunda capa de mortero asfáltico de 0.05m de espesor.

El presente estudio tiene por objeto realizar una evaluación técnica-económica de diferentes alternativas de diseño del pavimento considerando los costos de construcción inicial y los realizados durante el período de análisis (costos de mantenimiento y rehabilitación). Como se ha podido estudiar, el diseño de todas las propuestas de diseño están basados en un período de análisis de 10 años, esto significa que el período de performance es igual al período de análisis y no se ha proyectado ninguna rehabilitación; luego el análisis solo comprenderá los costos de construcción y mantenimiento. Asimismo los costos de mantenimiento son tomados de datos estadísticos, obtenidos de los archivos del SINMAC (Sistema Nacional de Mantenimiento de Carreteras); y será llevados a valores presentes con el método descrito párrafos antes. Este valor presente del mantenimiento será común para todas las alternativas de diseño, basándose en la hipótesis que cada estructura diseñada se comportará de igual manera durante todo el período de análisis.

Es importante sin embargo recalcar que para el correcto funcionamiento de la estructura del pavimento, es necesario proyectar un adecuado sistema de drenaje a lo largo del tramo en estudio, esto es estructuras de drenaje superficial y subterráneo. Otro factor preponderante en el rendimiento del pavimento es la estabilidad de los taludes que implican un aumento de los costos de mantenimiento rutinario, debido a la inestabilidad de los materiales que conforman

el talud y que se ven afectados por las lluvias intensas del lugar, en tal sentido es necesario una evaluación de la estabilidad de los taludes para tomar las medidas preventivas y evitar las fallas de los mismos.

La pavimentación a nivel de asfaltado reducirá los costos de mantenimiento que se han venido dando en años pasados, tal es así que los trabajos de roce y desbroce, bacheos, limpieza de derrumbes, desencalaminados en los tramos deteriorados por el flujo vehicular, se verán reducidos o tal vez eliminados con los trabajos de pavimentación a nivel de asfaltado, construcción de sistemas de drenaje y estabilización de taludes. Para la evaluación económica del pavimento de la Carretera Iquitos-Nauta, tramo IV; se considerarán solo trabajos de sellado que requerirá dicho pavimento asfáltico, para períodos de tres (03) años a partir de la pavimentación de la carretera. La otra posibilidad hubiera podido ser la proyección de sellados para una respuesta al comportamiento del pavimento, considerando áreas dañadas máximas permisibles. En ambos se tiene que definir el tipo y características del sello; que para el presente estudio se optará por un sello tipo Tratamiento Superficial.

Sin embargo esto no significa que la carretera no requerirá de otros trabajos como limpieza de cunetas, limpieza de alcantarillas, desbroces, que significan labores de mantenimiento rutinario y que intervienen en la factibilidad de la inversión del proyecto global o carretera como proyecto integral, la cual requiere de un análisis y cuantificación de los beneficios económicos y sociales a través del crecimiento económico de la región. (Para mayor información referirse al Modelo HDM, para la evaluación de proyectos de carreteras)

El costo de los trabajos de sellado se cuantifican de la siguiente manera:

Actividad	: Sello con Tratamiento Superficial					
Rendimiento	: 4000 m2/dia					
Descripción Insumo						
Mano de Obra	(0.12)	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
CAPATAZ		HH	1.00	0.0020	10.32	0.02
OFICIAL		HH	1.00	0.0020	7.76	0.02
PEON		HH	6.00	0.0120	6.96	0.08
Materiales	(1.00)					
RC-250		GLN		0.3960	2.53	1.00
Equipos	(0.39)					
BARREDORA MECANICA 10-20 HP		HM	1.000	0.002	32.570	0.070
TRACTOR DE TIRO DE 60 HP		HM	1.000	0.002	46.690	0.090
CAMION IMPRIMADOR DE 2000 GLS.		HM	1.000	0.002	113.220	0.230
Costo Unitario por m2:						1.51

Costo de Inversión para Sellado, cada tres años:

$$223,479.81m^2 \times (S/.1.51/m^2) = S/. 337,454.51$$

Que llevado a valor presente resulta:

$$S/. 337,454.51 \times \left[\frac{1}{(1+0.12)^3} + \frac{1}{(1+0.12)^6} + \frac{1}{(1+0.12)^9} \right] = S/. 532,847.90$$

La tasa de descuento considerada es 12%, la cual es adoptada en la evaluación de proyectos de transportes.

Los siguientes cuadros muestran el cálculo de los costos totales del pavimento de la carretera Iquitos-Nauta, Tramo IV; a lo largo del período de análisis:

**COSTOS DURANTE EL PERIODO DE ANALISIS DEL PAVIMENTO
ALTERNATIVA DE DISEÑO N°01**

METODO: VALOR PRESENTE NETO

PERIODO DE ANALISIS	:	10.00
TASA DE DESCUENTO	:	12.00
COSTO INICIAL TOTAL (1)	:	20,422,743.87
COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION (2)	:	0.00
VALOR DE RESCATE (3)	:	0.00
<hr/>		
COSTO TOTAL (1)+(2)+(3)	:	20,422,743.87

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO NUEVO

CAPA	ESPESOR
REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO	10mm
FIRME ARENOSO	25mm
CIMIENTO ARENOSO	55mm

POLITICA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE 01

DESCRIPCION	ESPESOR
RECAPEO O REFUERZO DE CONCRETO ASFALT.	N/A
SELLADO ASFÁLTICO	12mm

ANALISIS ECONOMICO

COSTOS DE CONSTRUCCION INICIAL TOTAL

PERIODO DE PERFORMANCE (AÑOS)	:	10.00
AÑO EN QUE EMPIEZA EL MANTENIMIENTO	:	3.00 (cada tres años)
COSTO DE MANTENIMIENTO ANUAL (S/.)	:	337,454.51
% INCREMENTO ANUAL DE COSTOS DE MANTEN.	:	0.00
COSTO DE CONSTRUCCION INICIAL (VPN) (1)	:	19,889,895.97
COSTO DE MANTENIMIENTO (VPN) (2)	:	532,847.90
<hr/>		
COSTO INICIAL TOTAL (VPN) =(1)+(2)	:	20,422,743.87

**COSTOS DURANTE EL PERIODO DE ANALISIS DEL PAVIMENTO
ALTERNATIVA DE DISEÑO N°02**

METODO: VALOR PRESENTE NETO

PERIODO DE ANALISIS	:	10.00
TASA DE DESCUENTO	:	12.00
COSTO INICIAL TOTAL (1)	:	18,334,945.05
COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION (2)	:	0.00
VALOR DE RESCATE (3)	:	0.00
<hr/>		
COSTO TOTAL (1)+(2)+(3)	:	18,334,945.05

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO NUEVO

CAPA	ESPESOR
REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO	7.5mm
FIRME ARENOSO	20mm
CIMIENTO ARENOSO	35mm

La geomalla BX1100 se ubica sobre el Terreno de Fundación

POLITICA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE 01

DESCRIPCION	ESPESOR
RECAPEO O REFUERZO DE CONCRETO ASFALT.	N/A
SELLADO ASFÁLTICO	12mm

ANALISIS ECONOMICO

COSTOS DE CONSTRUCCION INICIAL TOTAL

PERIODO DE PERFORMANCE (AÑOS)	:	10.00
AÑO EN QUE EMPIEZA EL MANTENIMIENTO	:	3.00 (cada tres años)
COSTO DE MANTENIMIENTO ANUAL (S/.)	:	337,454.51
% INCREMENTO ANUAL DE COSTOS DE MANTEN.	:	0.00
COSTO DE CONSTRUCCION INICIAL (VPN) (1)	:	17,802,097.15
COSTO DE MANTENIMIENTO (VPN) (2)	:	532,847.90
<hr/>		
COSTO INICIAL TOTAL (VPN) =(1)+(2)	:	18,334,945.05

**COSTOS DURANTE EL PERIODO DE ANALISIS DEL PAVIMENTO
ALTERNATIVA DE DISEÑO N°03**

METODO: VALOR PRESENTE NETO

PERIODO DE ANALISIS	:	10.00
TASA DE DESCUENTO	:	12.00
COSTO INICIAL TOTAL (1)	:	19,852,362.32
COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION (2)	:	0.00
VALOR DE RESCATE (3)	:	0.00
<hr/>		
COSTO TOTAL (1)+(2)+(3)	:	19,852,362.32

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO NUEVO

CAPA	ESPEJOR
REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO	6.4mm
FIRME ARENOSO	20mm
CIMIENTO ARENOSO	60mm

La geomalla BX100 se ubica entre el Firme y el Cimiento

POLITICA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE 01

DESCRIPCION	ESPEJOR
RECAPEO O REFUERZO DE CONCRETO ASFALT.	N/A
SELLADO ASFÁLTICO	12mm

ANALISIS ECONOMICO

COSTOS DE CONSTRUCCION INICIAL TOTAL

PERIODO DE PERFORMANCE (AÑOS)	:	10.00
AÑO EN QUE EMPIEZA EL MANTENIMIENTO	:	3.00 (cada tres años)
COSTO DE MANTENIMIENTO ANUAL (S/.)	:	337,454.51
% INCREMENTO ANUAL DE COSTOS DE MANTEN.	:	0.00
COSTO DE CONSTRUCCION INICIAL (VPN) (1)	:	19,319,514.42
COSTO DE MANTENIMIENTO (VPN) (2)	:	532,847.90
<hr/>		
COSTO INICIAL TOTAL (VPN) =(1)+(2)	:	19,852,362.32

COSTOS DURANTE EL PERIODO DE ANALISIS DEL PAVIMENTO ALTERNATIVA DE DISEÑO N°04

METODO: VALOR PRESENTE NETO

PERIODO DE ANALISIS	:	10.00
TASA DE DESCUENTO	:	12.00
COSTO INICIAL TOTAL (1)	:	20,420,249.69
COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION (2)	:	0.00
VALOR DE RESCATE (3)	:	0.00
<hr/>		
COSTO TOTAL (1)+(2)+(3)	:	20,420,249.69

ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO NUEVO

CAPA	ESPESOR
REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO	6.4mm
FIRME ARENOSO	20mm
CIMIENTO ARENOSO	35mm

3. La geomalla se ubica sobre el Terreno de Fundación y entre el Firme y el Cimiento

POLITICA DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION, PERIODO DE PERFORMANCE 01

DESCRIPCION	ESPESOR
RECAPEO O REFUERZO DE CONCRETO ASFALT.	N/A
SELLADO ASFÁLTICO	12mm

ANALISIS ECONOMICO

COSTOS DE CONSTRUCCION INICIAL TOTAL

PERIODO DE PERFORMANCE (AÑOS)	:	10.00
AÑO EN QUE EMPIEZA EL MANTENIMIENTO	:	3.00 (cada tres años)
COSTO DE MANTENIMIENTO ANUAL (S/.)	:	337,454.51
% INCREMENTO ANUAL DE COSTOS DE MANTEN.	:	0.00
COSTO DE CONSTRUCCION INICIAL (VPN) (1)	:	19,887,401.79
COSTO DE MANTENIMIENTO (VPN) (2)	:	532,847.90
<hr/>		
COSTO INICIAL TOTAL (VPN) =(1)+(2)	:	20,420,249.69

CAPITULO VIII
COMPARACION DE OBRAS VIALES CON
PAVIMENTOS CONVENCIONALES Y
APLICANDO EL SISTEMA SUELO-GEOMALLA

CAPITULO VIII

COMPARACION DE OBRAS VIALES CON PAVIMENTOS CONVENCIONALES Y APLICANDO EL SISTEMA SUELO- GEOMALLA

8.1.0.00.- CARRETERA IQUITOS – NAUTA, TRAMO IV

El estudio que realizó el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en esta etapa del proyecto consistió en evaluar los suelos, canteras y diseño de pavimento de la carretera Iquitos – Nauta, tramo IV; del kilómetro 0+000 al 24+500 que forma parte del tramo total que llega hasta el kilómetro 37+000; considerando un pavimento convencional, sin embargo en esta Tesis se pretende mostrar como se puede mejorar este diseño, con la incorporación de un refuerzo como lo es una geomalla biaxial de gran uso en los Estados Unidos de Norteamérica y cuya aplicación se viene dando con buenos resultados también en países de América del Sur como Colombia, Ecuador y Argentina.

El presente estudio tiene por finalidad la presentación de una alternativa de diseño y constructiva utilizando una estabilización mecánica con geomallas del suelo de fundación y un refuerzo del pavimento; abarcando como tramo el saldo de obra por ejecutar del tramo IV.

8.1.1.00.- COSTOS Y TIEMPOS PARA LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS DE DISEÑO

En una obra de ingeniería la calidad tanto de los materiales de construcción como de los procesos constructivos cumplen un papel importante para lograr obras que funcionen de acuerdo a lo proyectado durante toda su vida útil; asimismo esta denominada calidad está vinculada al costo y a la duración para la ejecución de un proyecto, las cuales deberán ser las menores posibles sin desvalorar la calidad final de la obra para obtener como resultado final la opción mas óptima. Este concepto es muy importante en obras viales como las carreteras que cumplen un

rol preponderante en el desarrollo de un pueblo, como medio de comunicación que permita obtener un crecimiento económico en la zona.

Todas las alternativas de diseño del pavimento de la carretera Iquitos – Nauta, tramo IV desarrolladas en la presente tesis nos conduce a realizar una selección de la mejor alternativa que además de otorgar calidad, costo y plazo de ejecución optimizados, nos brinde una minimización en los efectos en el impacto ambiental, muy importante en una región como lo es la selva peruana, donde se ubica el tramo de carretera en estudio. En el siguiente Cuadro 8.1.1.00 se muestra la comparación de costos para las diferentes alternativas de diseño.

Cuadro 8.1.1.00

ALTERNATIVA DE DISEÑO	1RA ALTERNATIVA	2DA ALTERNATIVA	3RA ALTERNATIVA	4TA ALTERNATIVA
SECCION DE PAVIMENTO				
Revestimiento Asfáltico (cm)	10	7.5	6.4	6.4
Firme Arenosa (cm)	25	20	23	20
Cimiento Arenoso (cm)	60	34	60	33
Geosintético de Refuerzo	–	Geomalla BX11001	Geomalla BX1100 ²	Geomalla BX1100 ³
Periodo de Diseño	10	10	10	10
Costo Total de Construcción de Pavimento, 24.5Km (S/.)	19,889,895.97	17,802,097.15	19,319,514.42	19,887,401.79
Costo Total para el periodo de análisis, en valores presentes (S/.)	20,422,743.87	18,334,945.05	19,852,362.32	20,420,249.69
Porcentaje de Ahorro	-	10.22%	2.79%	0.01%

Notas:

1. La geomalla se ubica sobre el Terreno de Fundación
2. La geomalla se ubica entre el Firme y el Cimiento
3. La geomalla se ubica sobre el Terreno de Fundación y entre el Firme y el Cimiento

A continuación se presenta los presupuestos calculados en base a los metrados y a los costos unitarios determinados en el Capítulo VII, que corresponden a cada una de las cuatro alternativas de diseño evaluadas en el Capítulo V.

CARRETERA IQUITOS – NAUTA, TRAMO IV (KM 0+000 A KM 24+500)

**PRESUPUESTO DE OBRA
ALTERNATIVA DE DISEÑO N°01**

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	TOTAL (S/.)
03.00	PAVIMENTOS					
03.01	MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION	M3	136,607.94	19.86	2,713,033.69	
03.02	FIRME ARENOSO	M3	59,820.98	21.37	1,278,374.34	
03.03	IMPRIMACION	M2	223,479.81	0.66	147,496.67	
03.04	MEZCLA ASFALTICA	M3	22,691.38	74.44	1,689,146.33	
03.05	ASFALTO LIQUIDO	GLN	75,983.14	4.65	353,321.60	
03.06	ASFALTO SOLIDO PEN 40/50	GLN	1,021,112.10	4.47	4,564,371.09	
03.07	FILLER	TON	1,043.80	428.25	447,007.35	11,192,751.07
04.00	TRANSPORTES					
04.01	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR HASTA 1KM	M3KM	192,874.27	2.88	555,477.90	
04.02	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR DESPUES 1KM	M3KM	1,274,445.62	1.44	1,835,201.69	
04.03	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA HASTA 1KM	M3KM	22,691.38	7.29	165,420.16	
04.04	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA DESPUES 1KM	M3KM	564,226.63	1.61	908,404.87	3,464,504.62
COSTO TOTAL DIRECTO					(S/.)	14,657,255.69
GASTOS GENERALES (15%)					(S/.)	2,198,588.35
SUBTOTAL					(S/.)	16,855,844.04
IGV (18%)					(S/.)	3,034,051.93
PRESUPUESTO TOTAL					(S/.)	19,889,895.97

CARRETERA IQUITOS – NAUTA, TRAMO IV (KM 0+000 A KM 24+500)

**PRESUPUESTO DE OBRA
ALTERNATIVA DE DISEÑO N°02**

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	TOTAL (S/.)
03.00	PAVIMENTOS					
03.01	MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION	M3	86,932.32	19.86	1,726,475.88	
03.02	FIRME ARENOSO	M3	47,856.79	21.37	1,022,699.60	
03.03	IMPRIMACION	M2	223,479.81	0.66	147,496.67	
03.04	MEZCLA ASFALTICA	M3	17,018.54	74.44	1,266,860.12	
03.05	ASFALTO LIQUIDO	GLN	75,983.14	4.65	353,321.60	
03.06	ASFALTO SOLIDO PEN 40/50	GLN	765,834.30	4.47	3,423,279.32	
03.07	FILLER	TON	782.86	428.25	335,259.80	
03.08	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLAS	M2	265,764.54	9.00	2,391,880.86	10,667,273.85
04.00	TRANSPORTES					
04.01	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR HASTA 1KM	M3KM	132,349.88	2.88	381,167.65	
04.02	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR DESPUES 1KM	M3KM	878,406.49	1.44	1,264,905.35	
04.03	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA HASTA 1KM	M3KM	17,018.54	7.29	124,065.16	
04.04	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA DESPUES 1KM	M3KM	423,169.97	1.61	681,303.65	2,451,441.81
COSTO TOTAL DIRECTO					(S/.)	13,118,715.66
GASTOS GENERALES (15%)					(S/.)	1,967,807.35
SUBTOTAL					(S/.)	15,086,523.01
IGV (18%)					(S/.)	2,715,574.14
PRESUPUESTO TOTAL					(S/.)	17,802,097.15

CARRETERA IQUITOS – NAUTA, TRAMO IV (KM 0+000 A KM 24+500)

**PRESUPUESTO DE OBRA
ALTERNATIVA DE DISEÑO N°03**

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	TOTAL (S/.)
03.00	PAVIMENTOS					
03.01	MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION	M3	149,026.84	19.86	2,959,673.04	
03.02	FIRME ARENOSO	M3	47,856.79	21.37	1,022,699.60	
03.03	IMPRIMACION	M2	223,479.81	0.66	147,496.67	
03.04	MEZCLA ASFALTICA	M3	14,522.49	74.44	1,081,054.16	
03.05	ASFALTO LIQUIDO	GLN	75,983.14	4.65	353,321.60	
03.06	ASFALTO SOLIDO PEN 40/50	GLN	653,512.05	4.47	2,921,198.86	
03.07	FILLER	TON	668.04	428.25	286,088.13	
03.08	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLAS	M2	265,764.54	9.00	2,391,880.86	11,163,412.92
04.00	TRANSPORTES					
04.01	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR HASTA 1KM	M3KM	193,320.82	2.88	556,763.96	
04.02	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR DESPUES 1KM	M3KM	1,270,489.83	1.44	1,829,505.36	
04.03	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA HASTA 1KM	M3KM	14,522.49	7.29	105,868.95	
04.04	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA DESPUES 1KM	M3KM	361,105.04	1.61	581,379.11	3,073,517.38
COSTO TOTAL DIRECTO					(S/.)	14,236,930.30
GASTOS GENERALES (15%)					(S/.)	2,135,539.55
SUBTOTAL					(S/.)	16,372,469.85
IGV (18%)					(S/.)	2,947,044.57
PRESUPUESTO TOTAL					(S/.)	19,319,514.42

CARRETERA IQUITOS – NAUTA, TRAMO IV (KM 0+000 A KM 24+500)

**PRESUPUESTO DE OBRA
ALTERNATIVA DE DISEÑO N°04**

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	TOTAL (S/.)
03.00	PAVIMENTOS					
03.01	MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION	M3	86,932.32	19.86	1,726,475.88	
03.02	FIRME ARENOSO	M3	47,856.79	21.37	1,022,699.60	
03.03	IMPRIMACION	M2	223,479.81	0.66	147,496.67	
03.04	MEZCLA ASFALTICA	M3	14,522.49	74.44	1,081,054.16	
03.05	ASFALTO LIQUIDO	GLN	75,983.14	4.65	353,321.60	
03.06	ASFALTO SOLIDO PEN 40/50	GLN	653,512.05	4.47	2,921,198.86	
03.07	FILLER	TON	668.04	428.25	286,088.13	
03.08	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLAS	M2	531,529.08	9.00	4,783,761.72	12,322,096.62
04.00	TRANSPORTES					
04.01	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR HASTA 1KM	M3KM	132,349.88	2.88	381,167.65	
04.02	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR DESPUES 1KM	M3KM	878,406.49	1.44	1,264,905.35	
04.03	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA HASTA 1KM	M3KM	14,522.49	7.29	105,868.95	
04.04	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA DESPUES 1KM	M3KM	361,105.04	1.61	581,379.11	2,333,321.06
COSTO TOTAL DIRECTO					(S/.)	14,655,417.68
GASTOS GENERALES (15%)					(S/.)	2,198,312.65
SUBTOTAL					(S/.)	16,853,730.33
IGV (18%)					(S/.)	3,033,671.46
PRESUPUESTO TOTAL					(S/.)	19,887,401.79

Como se puede observar el presupuesto menos elevado es el correspondiente a la alternativa de diseño 02 que consiste en mejorar el Terreno de Fundación con la colocación de una geomalla BX1100. Esta opción de diseño nos permite analizar con mayor visión como una estabilización del suelo del terreno de fundación de un pavimento con geomallas representa un ahorro en costos y en tiempo, en comparación con un diseño de pavimento convencional. La pobre conformación estructural de los suelos de gran parte de nuestra amazonia peruana es un factor importante por el cual una estabilización o mejoramiento del Terreno de Fundación es necesario; en ese sentido queda establecido una estrategia de diseño y de construcción para terrenos cuyos suelos están conformados por materiales finos y/o con altos contenidos de humedad, con valores de CBR menores a 3%.

Según lo demostrado tanto en el proceso de diseño como en los análisis de costos, la diferencia entre un pavimento asfáltico convencional y un pavimento asfáltico reforzado con geomallas radica en que en el segundo posee menores espesores de pavimento pero que funciona con igual o, incluso con mejor performance durante la vida de diseño del pavimento.

Así mismo un mejoramiento del Terreno de Fundación con geomallas, que servirá como apoyo al pavimento asfáltico reduce los volúmenes de movimientos de transporte tanto para los casos donde se requiere un reemplazo del material del suelo de fundación como para el caso donde se necesite conformar un terraplén para reducir los esfuerzos sobre el Terreno de Fundación hasta un nivel permisible. Para los suelos pantanosos (saturados) sobre el cual se requiere conformar una plataforma estable (camino afirmado) la aplicación del mejoramiento con geomallas resulta la más idónea, primero por que permite obtener alturas menores de terraplenes, lo que conlleva a un menor movimiento de tierras y segundo porque permite tener una superficie de trabajo aun cuando en material granular no es colocado sobre la geomalla, debido a su rigidez flexural; una gran ventaja en comparación con los geotextiles tejidos para estabilización.

La capa del pavimento más costosa es por supuesto el revestimiento asfáltico y por ende el tener menores espesores de esta capa, conllevará a tener pavimentos más económicos, pero siempre cuidando de que este espesor de revestimiento no

sea menor al valor mínimo, el mismo que está en función al tráfico que soportará la carretera. Para este caso en el cual se tiene un tráfico mediano se puede tener espesores de revestimiento hasta un valor mínimo de 2.5" (6.25cm) (Según la Norma AASHTO, 1993). Esta consideración económica es necesaria tomarla en cuenta ya que una reducción de los espesores de las capas granulares llámese firme o cimiento representan sólo un pequeño porcentaje de ahorro en comparación con el ahorro que representa una reducción del espesor del revestimiento asfáltico.

Una programación de una carretera debe tener una secuencia lógica tal que la construcción del pavimento se produzca luego de tener una longitud de carretera apropiada con los trabajos de movimiento de tierras o explanaciones culminados. En este sentido, a pesar de que no se presenta una programación completa de toda la carretera, sí, se presenta los cronogramas de desembolsos para el rubro específico de construcción del pavimento, el cual relaciona el parámetro tiempo con el costo.

La alternativa de diseño que muestra un mayor ahorro en comparación con la alternativa 01 (pavimento convencional), es la alternativa de diseño 02 que no solo muestra un menor presupuesto sino que proporciona un plazo de ejecución menor como consecuencia de tener menores espesores de capa; y principalmente la reducción del espesor de la capa de mejoramiento del Terreno de Fundación mediante la estabilización del suelo del terreno de fundación con geomallas que representa una gran ventaja en zonas donde la existencia de canteras con materiales granulares son escasas como lo es el departamento de Loreto.

CRONOGRAMA DE DESEMBOLSOS

CARRETERA IQUITOS - NAUTA, TRAMO IV (KM 0+000 - KM 24+600); ALTERNATIVA DE DISEÑO 01
DURACION: 06 MESES

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	RENDIMIENTO	DURACION MAXIMA (DIAS)	N° CUADRILLAS	DURACION (DIAS)	MES 01	MES 02	MES 03	MES 04	MES 05	MES 06	
03.00	PAVIMENTOS									25%	25%	25%	25%			
03.01	MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE	M3	136,607.94	19.86	2,713,033.69	380.00 M3/DIA	360	3	120							
03.02	BASE ARENOSA	M3	59,820.98	21.37	1,278,374.34	330.00 M3/DIA	182	2	91		16%	33%	33%	16%		
03.03	IMPRIMACION	M2	223,479.81	0.86	147,498.87	4,500.00 M3/DIA	50	1	50			60%	40%			
03.04	MEZCLA ASFALTICA	M3	22,691.38	74.44	1,689,146.33	200.00 M2/DIA	114	1	114			22%	26%	26%	26%	
03.05	ASFALTO LIQUIDO	GLN	75,883.14	4.65	353,321.60	-	-	-	114				22%	26%	26%	26%
03.06	ASFALTO SOLIDO PEN 40/50	GLN	1,021,112.10	4.47	4,564,371.09	-	-	-	114				22%	26%	26%	26%
03.07	FILLER	TON	1,043.80	428.25	447,007.35	-	-	-	114				22%	26%	26%	26%
04.00	TRANSPORTES									22%	22%	22%	22%	12%		
04.01	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR HASTA 1KM	M3KM	192,874.27	2.88	555,477.90	358.33 M3KM/DIA	539	13	137	22%	22%	22%	22%	12%		
04.02	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR DESPUES 1KM	M3KM	1,274,445.82	1.44	1,835,201.69	716.67 M3KM/DIA	1,779	13	137							
04.03	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA HASTA 1KM	M3KM	22,691.38	7.29	165,420.16	141.67 M3KM/DIA	161	8	114			22%	26%	26%	26%	
04.04	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA DESPUES 1KM	M3KM	584,226.63	1.61	908,404.87	641.67 M3KM/DIA	880	8	114			22%	26%	26%	26%	
COSTO DIRECTO					14,657,255.69					1,204,207.93	1,408,747.83	3,502,657.18	3,795,264.70	2,630,183.50	2,113,194.56	
GASTOS GENERALES (15%)					2,198,588.35					180,631.19	211,312.17	625,398.58	569,739.71	394,527.53	318,979.18	
SUBTOTAL					16,855,844.04					1,384,839.12	1,620,060.00	4,028,055.76	4,365,004.41	3,024,711.03	2,430,173.74	
IGV (10%)					3,034,051.93					249,271.04	291,610.80	725,050.04	786,240.79	544,447.99	437,431.27	
TOTAL					19,889,895.97					1,634,110.16	1,911,670.80	4,753,105.80	5,154,245.20	3,569,159.02	2,867,605.01	
					100%					8.22%	9.61%	23.60%	25.91%	17.94%	14.42%	

NOTAS:

- LA DURACION PARA LAS ACTIVIDADES DE TRANSPORTES DE MATERIAL GRANULAR Y MEZCLA ASFALTICA TENDRAN UNA DURACION TOTAL IGUAL A LA DURACION PARA LA CONSTRUCCION DE LAS CAPAS GRANULARES Y CAPA ASFALTICA RESPECTIVAMENTE, LUEGO A PARTIR DE ESTO SE CALCULAN EL NUMERO DE CUADRILLAS DE TRANSPORTE.
- LA DURACION DE LAS PARTIDAS DE TRANSPORTE PARA DISTANCIAS HASTA 1KM, TIENEN LA MISMA DURACION TOTAL, IGUAL AL DE LA PARTIDA DE TRANSPORTE DESPUES DE 1KM, TANTO PARA LA CONSTRUCCION DE LAS CAPAS GRANULARES COMO PARA LA CAPA ASFALTICA

CRONOGRAMA DE DESEMBOLSOS

CARRETERA IQUITOS - NAUTA, TRAMO IV (KM 0+000 - KM 24+500); ALTERNATIVA DE DISEÑO 02

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL (S/.)	RENDIMIENTO	DURACION MAXIMA (DIAS)	Nº CUADRILLAS	DURACION (DIAS)	MES 01	MES 02	MES 03	MES 04	MES 05	MES 06
03.00	PAVIMENTOS									40%	40%	20%			
03.01	MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE	M3	86,832.32	19.86	1,726,475.88	380.00 M3/DIA	229	3	76		18%	41%	41%		
03.02	BASE ARENOSA	M3	47,856.79	21.37	1,022,699.60	330.00 M3/DIA	146	2	73			60%	40%		
03.03	IMPRIMACION	M2	223,478.81	0.66	147,498.67	4,500.00 M3/DIA	50	1	60			30%	35%	35%	
03.04	MEZCLA ASFALTICA	M3	17,018.54	74.44	1,266,860.12	200.00 M2/DIA	86	1	86			30%	35%	35%	
03.05	ASFALTO LIQUIDO	GLN	75,983.14	4.65	353,321.60	-	-	-	86			30%	35%	35%	
03.06	ASFALTO SOLIDO PEN 40/50	GLN	765,834.30	4.47	3,423,279.32	-	-	-	86			30%	35%	35%	
03.07	FILLER	TON	782.86	428.25	335,259.80	-	-	-	86			30%	35%	35%	
03.08	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOMALLAS	M2	285,764.54	9.00	2,391,880.86	600.00 M2/DIA	443	6	74	40%	40%	20%			
04.00	TRANSPORTES									25%	25%	25%	25%		
04.01	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR HASTA 1KM	M3KM	132,349.88	2.88	381,167.85	358.33 M3KM/DIA	370	11	120	25%	25%	25%	25%		
04.02	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR DESPUES 1KM	M3KM	878,406.49	1.44	1,264,905.35	716.67 M3KM/DIA	1,226	11	120			30%	35%	35%	
04.03	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA HASTA 1KM	M3KM	17,018.54	7.29	124,085.16	141.67 M3KM/DIA	121	8	86			30%	35%	35%	
04.04	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA DESPUES 1KM	M3KM	423,189.97	1.61	681,303.65	641.67 M3KM/DIA	660	8	86			30%	35%	35%	
COSTO DIRECTO (S/.)					13,118,715.66					2,056,860.95	2,242,946.87	3,598,221.33	3,054,255.13	2,164,431.38	
GASTOS GENERALES (15%)					1,967,807.35					308,829.14	336,442.03	539,733.20	456,138.27	324,664.71	
SUBTOTAL					15,086,523.01					2,367,690.09	2,579,388.90	4,137,954.53	3,512,393.40	2,489,096.09	
IGV (18%)					2,715,574.14					426,184.22	464,290.00	744,831.82	632,230.81	448,037.30	
TOTAL					17,802,097.15					2,793,874.31	3,043,678.90	4,882,786.35	4,144,624.21	2,937,133.39	
					100%					15.63%	17.10%	27.43%	23.28%	16.50%	

NOTAS:

- LA DURACION PARA LAS ACTIVIDADES DE TRANSPORTES DE MATERIAL GRANULAR Y MEZCLA ASFALTICA TENDRAN UNA DURACION TOTAL IGUAL A LA DURACION PARA LA CONSTRUCCION DE LAS CAPAS GRANULARES Y CAPA ASFALTICA RESPECTIVAMENTE, LUEGO A PARTIR DE ESTO SE CALCULAN EL NUMERO DE CUADRILLAS DE TRANSPORTE.
- LA DURACION DE LAS PARTIDAS DE TRANSPORTE PARA DISTANCIAS HASTA 1KM, TIENEN LA MISMA DURACION TOTAL, IGUAL AL DE LA PARTIDA DE TRANSPORTE DESPUES DE 1KM, TANTO PARA LA CONSTRUCCION DE LAS CAPAS GRANULARES COMO PARA LA CAPA ASFALTICA

8.2.0.00.- PROYECTOS EJECUTADOS

Uno de las aplicaciones mas recientes del uso de las geomallas fue el proyecto "Construcción de la Calle 80" en Bogotá – Colombia, que constituye una vía urbana proyectada sobre un suelo limo orgánico de baja capacidad de soporte y donde se aplicó el sistema de mejoramiento del Terreno de Fundación con geomallas. En esta aplicación se realizaron pruebas consistentes en ensayos de CBR de campo e inalterados, con el objeto de verificar las suposiciones de diseño en cuanto al mejoramiento del CBR empleadas en el diseño de la estructura de pavimento asfáltico proyectado.

8.2.1.00.- CONSTRUCCION DE LA CALLE 80, BOGOTA - COLOMBIA

Uno de los proyectos realizados en América del sur es la construcción de la Calle 80 en la ciudad de Bogotá, en Colombia. Que es una de las obras de infraestructura que el Instituto de Desarrollo Urbano viene desarrollando en esta ciudad; y que servirá como vía para el desplazamiento de los buses que conformarán el sistema de transporte masivo denominado "Transmilenio".

Los trabajos consistían en ampliar la calzada lenta norte existente, en el tramo comprendido entre la Avenida Boyacá y el Río Bogotá de 2.5Km de longitud, con el fin de obtener el ancho de calzada previsto en los diseños. Cuando se dio inicio a las obras de ampliación, se vió la necesidad de realizar mejoramientos sobre los suelos de Terrenos de Fundación conformados por suelos blandos típicos de la Sabana de Bogotá.

Inicialmente, se consideró como primera alternativa el empleo de material granular conocido como "Rajón" cuyo tamaño varía entre 10 cm y 30 cm aproximadamente. Ante el requerimiento de mayores excavaciones, la poca eficiencia de dicho mejoramiento, el incremento en los costos y después de un análisis comparativo se optó por una solución empleando geomallas biaxiales.

Con el proposito de determinar las condiciones originales del suelo y de verificar las suposiciones de diseño, se seleccionó un tramo de prueba de 25 m de longitud por 6m de ancho, en el cual se realizaron pruebas de campo y se tomaron muestras para ensayos de laboratorio.

8.2.2.00.- DESCRIPCION DEL SUELO DE FUNDACION Y MATERIAL PARA MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION

Los suelos del Terreno de Fundación encontrados en el sector estudiado consisten en limos orgánicos color café oscuro con presencia de raíces. En el tramo de prueba se tomaron muestras para realizar tres pruebas de CBR inalterado y una CBR de campo sobre el suelo del Terreno de Fundación, espaciados 7 m en promedio. Los parámetros índice obtenidos para las muestras tomadas son:

Muestra N°	LL %	LP %	IP %	Humedad Natural	Peso Unit. (KN/m ³)	Clasificación		Contenido Materia Orgánica %
						SUCS	AASHTO	
1	106.1	49.0	57.1	94.1	—	MH	A-7-5 (51)	10.9
1A	120.4	56.5	64.0	88.2	16.1	MH	A-7-5 (44)	12.1
2	132.3	64.4	67.9	109.2	16.0	MH	A-7-5 (60)	10.1
3	128.6	54.7	73.9	103.0	15.8	MH	A-7-5 (64)	12.5

CBR campo: Muestra N° 1

CBR inalterado: Muestra N° 1A, 2, 3

La granulometría del suelo del Terreno de Fundación en los diferentes puntos es la siguiente:

Tamiz		Porcentaje que pasa			
U.S. Standard	mm	Muestra 1	Muestra 1A	Muestra 2	Muestra 3
4	4.76		100.00		100.00
10	2.00		99.16		97.28
20	0.84		97.56	100.00	94.07
40	0.42	100.00	90.06	97.44	89.90
60	0.25	96.96	86.44	94.67	86.06
100	0.15	89.27	75.99	85.00	80.21
200	0.07	76.62	63.69	73.67	74.68

Como se puede deducir de las propiedades mostradas, el suelo del Terreno de Fundación tiene un contenido promedio de suelos finos (pasa tamiz N° 200) del 70% y altos índices de plasticidad, lo cual da una idea de sus pobres características como fundación para la estructura de pavimento.

El material utilizado como mejorador del Terreno de Fundación, sobre la geomalla (relleno reforzado), fue un material granular denominado "Recebo" y el cual presenta las siguientes características:

Material	LL	LP	IP	Humedad	MDS KN/m ³	Humedad	Clasificación	
				Natural %		Optima %	SUCS	AASHTO
"Recebo"	26	20	6	5.4	19.2	7.0	GP-GC	A-1-a (0)

8.2.3.00.- DISEÑO DEL MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION

De las características del suelo se previó que el CBR del Terreno de Fundación debería estar entre 1.5% y 2%. Debido a que se consideraba que podría haber gran variabilidad en los valores de CBR a lo largo del tramo a ampliar se tomó como valor de diseño el CBR = 1.5%.

A continuación se muestra el procedimiento utilizado en el diseño con geomallas:

Datos de entrada:

- Carga por eje, (KN) : 80 (1,8000 lb)
- Tipo de llantas : sencilla
- Presión de Neumáticos, (Kpa) : 552 (80 psi)
- CBR (T. De Fundación (%)) : 1.5

Diseño:

- Esfuerzo de corte sin drenaje "Cu" para CBR = 1.5%, psi : 6.0
 - Capacidad de soporte permisible sobre el Terreno de Fundación, psi :
- Sin Refuerzo:

$$q_u = 3.1 \times 6.0 = 18.6 \text{ psi}$$

Reforzado con geomallas BX1100:

$$q_r = 6.2 \times 6.0 = 37.2 \text{ psi}$$

- Radio de Contacto (R), pulg:

$$R = (9,000 / (3.14) (80))^{0.5} = 5.99 \text{ pulg}$$

- Espesor de mejoramiento sin refuerzo:

$$Z_u = 5.99 / \left[\left[1 / (1 - 18.6/80)^{0.67} \right] - 1 \right]^{0.5}$$

$$Z_u = 13.60 \text{ pulg} = 34.54 \text{ cm}$$

- Espesor de mejoramiento reforzado:

$$Z_u = 5.99 / \left[\left[1 / (1 - 37.2/80)^{0.67} \right] - 1 \right]^{0.5}$$

$$Z_u = 8.30 \text{ pulg} = 21.10 \text{ cm}$$

Comparando el cálculo de los espesores de mejoramiento con y sin refuerzo, se encuentra que hay una reducción de 13.44 cm en el espesor del cimiento granular cuando se emplea geomalla. Sin embargo, en este caso se presenta una dificultad constructiva, debido a que las condiciones del terreno no permiten la entrada de los vehículos que transportan el material llamado "Rajón" usado inicialmente como mejoramiento, adicionalmente, las pobres características del Terreno de Fundación impiden la aplicación de cualquier esfuerzo de compactación. Esta situación hace mas necesario el uso del mejoramiento reforzado con geomallas. A pesar de que la recomendación del diseño es una geomalla BX1100, después de una inspección visual de campo se decidió emplear la geomalla BX1200 debido a la variabilidad en las características observadas del suelo, a la incertidumbre en los valores de CBR y a que estos podrían disminuir aun más en condiciones de saturación en previsión de la ocurrencia de lluvias.

8.2.4.00.- PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

8.2.4.01.- CBR DEL TERRENO DE FUNDACION

Para la determinación de la relación de soporte del Terreno de Fundación, se realizaron una prueba de campo y tres pruebas de laboratorio con muestras

inalteradas, estas con su humedad natural y en condición saturada; para determinar el CBR.

Los resultados de CBR del Terreno de Fundación fueron los siguientes:

Muestra	CBR Humedad Natural (%)		CBR Saturado (%)	
	0.1"	0.2"	0.1"	0.2"
1	2.0	2.4	--	--
1A	2.0	2.3	1.1	1.4
2	2.8	2.6	1.6	1.8
3	2.4	2.6	1.6	1.8

CBR campo: Muestra N° 1

CBR inalterado: Muestra N° 1A, 2, 3

Con estos resultados se confirmó la suposición inicial de la fuerte reducción esperada en los valores de CBR sobre el suelo del Terreno de Fundación saturado, por lo que se mantuvo la decisión de emplear geomalla BX1200.

8.2.4.02.- CBR DEL MATERIAL PARA MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION

Una vez realizadas las pruebas de CBR sobre el Terreno de Fundación, se procedió a extender la capa de geomalla biaxial BX1200 en la sección de prueba de 25m de longitud por 6m de ancho. Una vez preparada el terreno, se colocó un geotextil tejido como separador, posteriormente se colocó la geomalla BX1200 y sobre la geomalla se extendió y compactó la capa de relleno granular con un espesor de 25cm. Sobre dicha capa se realizaron dos pruebas de CBR de campo y se tomaron dos muestras en puntos cercanos para la ejecución de dos pruebas de CBR inalterado en laboratorio con el fin de comprobar los resultados de los ensayos de campo.

Los valores de CBR obtenidos para esta capa son los siguientes:

Muestra	CBR corregido 0.1"	CBR corregido 0.2"	Densidad Seca (KN/m ³)
5	26.0	33.6	-
6	25.2	23.6	-
7	27.5	36.7	17.3
8	26.0	27.3	17.3

CBR campo: Muestra 5 y 6

CBR inalterado: Muestras 7 y 8

Los valores de CBR para la capa de mejoramiento se obtuvieron con un porcentaje de compactación del 86.4% con respecto a la densidad seca máxima, determinada para este material mediante el ensayo Proctor modificado. Este valor bajo de compactación se atribuyó a que el material granular tenía una humedad de 5.4%, la cual es inferior a la humedad óptima de compactación del 7.0%. No obstante, se logró un mejoramiento del CBR de 13 veces. Según información suministrada por la firma supervisora del proyecto, empleando el mejoramiento con el material granular grueso ("rajón") se obtuvieron mejoramientos del CBR de hasta 6 veces en el mejor de los casos.

En este caso, se piensa que el aporte de la geomalla por la restricción del movimiento lateral del material granular durante su compactación, sumado a la mejor distribución de esfuerzos sobre el Terreno de Fundación, permitió dirigir mayor cantidad de energía de compactación hacia el relleno de mejoramiento del Terreno de Fundación.

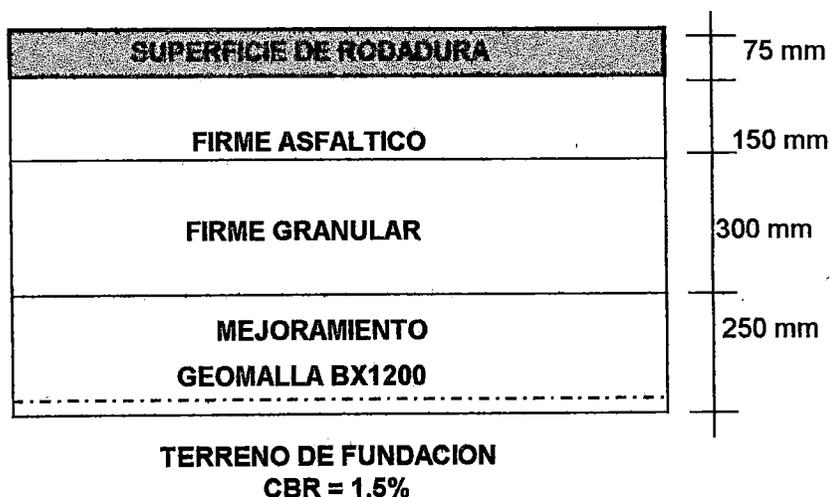
8.2.5.00.- DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

Con base en la información obtenida con los ensayos anteriormente descritos, se hizo la revisión del pavimento siguiendo la metodología de diseño AASHTO de 1,993. Los datos necesarios y resultados del diseño se muestran en la siguiente tabla; en ella se compara el diseño de la estructura de la vía para mejoramiento del Terreno de Fundación con geomalla (mejoramiento de 10 veces del CBR) y

con el material rajón (mejoramiento de 6 veces el CBR), sin incluir refuerzo del firme:

CAPA	ESPESOR (MM)	COEFICIENTE DE CAPA	FACTOR DRENAJE
RODADURA ASFALTICA	75	0.42	N/A
FIRME ASFÁLTICO	150	0.38	N/A
FIRME GRANULAR	300	0.12	0.9
CIMIENTO GRANULAR	0	0.10	1
MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION		MEJORAMIENTO CON GEOMALLA	MEJORAMIENTO CON RAJON
MODULO DE RESILENCIA T. FUNDACION (Kpa)		100,000	88,000
CONFIABILIDAD (%)		95	95
DESVIACION NORMAL ESTANDAR		-1.645	-1.645
DESVIACION ESTANDAR		0.45	0.45
SERVICIABILIDAD INICIAL		4.5	4.5
SERVICIABILIDAD FINAL		2.0	2.0
NUMERO ESTRUCTURAL		4.76	4.76
EJES EQUIVALENTES (EAL)		49'983,899	37'153,924

La estructura escogida finalmente, la cual está siendo usada en la actualidad, se muestra en el siguiente esquema:



CAPITULO IX
RESUMEN DE LAS VENTAJAS QUE OFRECE
EL SISTEMA SUELO-GEOMALLA

CAPITULO IX

RESUMEN DE LAS VENTAJAS QUE OFRECE EL SISTEMA SUELO-GEOMALLA

A continuación se hace un resumen de todas las posibles ventajas que otorga la utilización de geomallas biaxiales en la construcción de pavimentos de carreteras; referidas principalmente a resolver problemas tanto de diseño como constructivos; dividiéndose para esto en Ventajas económicas, es decir como se puede disminuir costos de obra; Optimización del Tiempo de duración, principalmente mediante la reducción de los volúmenes de movimientos de tierra o en general tener metrados menores que los obtenidos en la construcción de un pavimento convencional; Mejoramiento del Performance del Pavimento, relacionado con el mejor funcionamiento estructural de un pavimento reforzado con geomallas; y por último se describen las Ventajas sobre el Impacto Ambiental, fundamentalmente en comparación con otros métodos, tanto para estabilización de suelos para Terrenos de Fundación, como para estabilización de Firmes granulares en los pavimentos.

9.1.0.00.- VENTAJAS ECONOMICAS

Estas ventajas se subdividen en dos partes de acuerdo a la aplicación, es decir si el uso de las geomallas está relacionado con el mejoramiento de suelos de Terreno de Fundación o para el refuerzo de las capas granulares.

9.1.1.00.- USANDO EL MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION

- En el caso de tener que construir un camino a nivel de afirmado sobre suelos arcillosos, limosos y orgánicos se pueden construir terraplenes para estabilizar el Terreno de Fundación, con menores espesores de pavimento, utilizando las geomallas biaxiales de polipropileno, logrando de esta forma tener menos movimientos de tierras para la conformación de la capa de afirmado. Pero siempre se deberá realizar un análisis económico

comparativo considerando la disponibilidad de materiales granulares en la zona y las distancias de transporte desde el centro de extracción a la obra.

- Cuando se tiene proyectado realizar una estabilización del suelo mediante el reemplazo de dicho suelo por otro de mejor calidad, la alternativa de mejorar el Terreno de Fundación con geomallas es una solución para evitar las excavaciones, eliminación de los materiales excedentes, conformación de botaderos; principalmente cuando se tienen estratos profundos de suelos malos por reemplazar.
- La instalación de las geomallas no requiere personal calificado así como de maquinaria pesada, por lo tanto el rendimiento de dicha actividad es lo suficientemente alto como para tener un precio de mano de obra bajo, en comparación con la posibilidad de conformar y compactar una capa granular para mejoramiento del Terreno de Fundación.

9.1.2.00.- USANDO EL REFUERZO DE LA CAPA DE FIRME

- Un refuerzo del Firme granular con geomallas permite obtener menores espesores de pavimento, ya sea del revestimiento asfáltico o de la capa de firme. En el caso de reducir la primera se tendrá que analizar los límites para espesores recomendados por la norma AASHTO según los volúmenes de tráfico a la que estará sometida la carretera; y si la reducción se diera el ahorro económico sería alto en comparación con el ahorro originado por la reducción del espesor de firme, ya que se tendrían menos volúmenes de asfalto sólido para la construcción del Revestimiento Asfáltico, cuyo precio es relativamente elevado en los presupuestos de carreteras. Así mismo el tener pavimentos reforzados con menores espesores implica tener menores volúmenes de movimiento de tierra.
- Existe la posibilidad de reforzar el pavimento con geomallas con la finalidad de alargar los tiempos entre rehabilitaciones (Performance Period). Con

esta opción, se tendrían mayores costos iniciales de construcción, pero se tendrían costos menores por rehabilitación de la vía menores. En este caso sería necesario un análisis económico llevando valores futuros a valores presentes, para poder evaluar si el proyecto de tener un pavimento reforzado es factible; caso que no es contemplado en la presente tesis.

- Muchas veces surgen las alternativas de estabilizar los firmes con cemento portland o con asfalto debido a la utilización de agregados de poca resistencia física, para las capas granulares. Así por ejemplo se tiene las arenas limosas como en el caso de la carretera Iquitos – Nauta, es en estos casos donde el refuerzo con geomallas del pavimento representa una alternativa adicional a las anteriores, por supuesto que es necesario realizar un análisis económico entre las opciones mencionadas.

9.2.0.00.- OPTIMIZACION DEL TIEMPO DE DURACION PARA LA EJECUCION DEL PROYECTO

- El tener menores espesores de capa para un pavimento implica menores volúmenes de movimientos de tierra; es decir menores volúmenes de material a explotar en las canteras, menos metros cúbicos kilómetros (m³km) de transporte, menos volúmenes de terraplenes para cimientos y firmes a conformar así como tener menos volúmenes de mezcla asfáltica destinadas a la conformación del Revestimiento Asfáltico; todos estas condicionantes repercuten para obtener un tiempo de ejecución menor.
- Cabe señalar que el rendimiento para la instalación de las geomallas es lo suficiente como para no alterar una ruta crítica en una programación, estos rendimientos son altos debido a la fácil colocación manual de la geomalla realizada solo con gente, no haciéndose necesario el uso de maquinaria alguna.

9.3.0.00.- MEJORAMIENTO DEL PERFORMANCE DEL PAVIMENTO

Estas ventajas se subdividen en dos partes de acuerdo a la aplicación, es decir si el uso de las geomallas está relacionado con el mejoramiento de suelos del Terreno de Fundación o para el refuerzo de las capas granulares.

9.3.1.00.- USANDO EL MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE FUNDACION

- El objetivo de diseñar y construir un pavimento asfáltico sobre un terreno con una determinada resistencia, la cual es cuantificada a través del CBR, es poder proyectar una estructura compuesta de varias capas (granulares y asfálticas) a través de las cuales se transmitan las cargas de tráfico hasta el nivel de la superficie del Terreno de Fundación sin exceder el nivel permisible que lo determina su resistencia. En este caso de mejoramiento de Terrenos de Fundación, las geomallas permiten reducir los esfuerzos al nivel del Terreno de Fundación impartiendo las cargas transmitidas en un área mayor.

- Otra de las ventajas del mejoramiento de Terrenos de Fundación con geomallas es la prevención que se tiene contra una falla por corte local, cuando se tiene suelos con baja capacidad de soporte ($CBR < 3\%$); debido al efecto membrana que otorgan las geomallas a los suelos blandos sometidos a cargas de tráfico pesado.

- Las geomallas permiten construir plataformas de tráfico sobre suelos pantanosos debido a su alta rigidez flexural; una característica que los geotextiles no tienen, facilitando su instalación así como una mejor conformación y compactación del relleno granular reforzado con equipo semi-pesado. Las geomallas de polipropileno son un material resistente a la degradación, esto es en el caso de tener suelos con altos contenidos de materia orgánica; asimismo las geomallas poseen una gran durabilidad para sobrevivir a los esfuerzos de la instalación.

- El relleno reforzado de mejoramiento con material granular sobre suelos blandos proporciona una mejor superficie de Terreno de Fundación, dando como resultado mayores valores de CBR (según las experiencias en obra, en promedio estos llegan a mejorar el CBR en diez veces), en comparación con la utilización de otros materiales gruesos.
- Debido a su estructura de malla entramada las geomallas sirven como un filtro entre el material de cimiento y el suelo del terreno de fundación, evitando la penetración del material granular (nivel superior) hacia el suelo del Terreno de Fundación (nivel inferior); sin embargo se debe prevenir además el bombeo de los finos del suelo de fundación hacia niveles superiores, para evitar la contaminación de la capa granular que puede ocasionar una reducción en la capacidad de drenaje del pavimento. (Ver Sección 1.3.2.05 del Capítulo I)

9.3.2.00.- USANDO EL REFUERZO DE LA CAPA DE FIRME

- La principal contribución que proporciona un refuerzo con geomallas a la capa de firme o cimiento, es el aumento de la capacidad para resistir cargas vehiculares. Según ensayos realizados, un pavimento reforzado está en condiciones de resistir mayor número de ejes equivalentes (EAL) con respecto a un pavimento convencional sin refuerzo, esto depende del tipo de geomalla, ubicación de la geomalla dentro del pavimento y la deformación estimada que soportará el pavimento. El factor que mide este aumento para resistir el tráfico es el "TBR" (Traffic Benefit Ratio).
- Según investigaciones realizadas por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los E.E.U.U., el valor de TBR es una función de tres propiedades: la Estabilidad Rotacional en el plano de la geomalla para un determinado porcentaje de abertura, la cual es cuantificada por la rigidez torsional; la rigidez flexural que indica la resistencia para ser doblada y que restringe deformaciones elevadas cuando el pavimento es sometido a cargas de

tráfico; y la resistencia a esfuerzos a tensión que ayuda al mejorar el comportamiento de la capa granular que posee una baja capacidad para soportar este tipo de esfuerzos.

9.4.0.00.- VENTAJAS EN EL IMPACTO AMBIENTAL

- Un geosintético como la geomalla ya sea que la materia prima para su fabricación fuera el polipropileno, el poliéster recubierto con PVC, son materiales poliméricos resistentes a los rayos ultravioletas y también a la degradación química; que no altera el medio ambiente a través de la modificación o contaminación de los suelos.

- Cuando se contemple la estabilización del suelo con cal o cemento, las geomallas pueden ofrecer una alternativa mas simple; que permitiría simplificar el proceso constructivo, en algunos casos reducir costos y optimizar tiempos de construcción. Asimismo no se correría el riesgo de afectar el medio ambiente, que es una consecuencia cuando se utiliza una estabilización química.

- El hecho de tener que explotar canteras implica afectar o modificar el paisaje naturalista. Y como se ha visto el uso de las geomallas permite obtener pavimentos con menores espesores así como evitar el mejoramiento de Terrenos de Fundación con rellenos selectos que reemplacen al suelo de malas características para cimentar un pavimento; consecuentemente se tienen menores áreas de cantera explotada. Este aspecto es sumamente importante en zonas de sierra y selva (con precipitaciones altas) donde la vegetación es uno de los factores mas importantes para mantener estables los taludes, y donde a mayor explotación de canteras se corre el riesgo de deslizamientos, que pudieran afectar la calzada de la vía y el propio paisaje.

CAPITULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se desarrollan las conclusiones a las que se ha podido llegar y las recomendaciones según el presente estudio, que recopila experiencias ganadas en proyectos donde se ha usado las geomallas para un fin específico. Asimismo se recalca las lineamientos del uso del sistema suelo - geomalla, para las aplicaciones de mejoramiento del Terreno de Fundación y refuerzo de Firmes en pavimentos asfálticos. Cabe mencionar que a pesar que este estudio es un tema de investigación basado en experiencias obtenidas en otros países, que sirven como punto de partida para la aplicación de este sistema en nuestro país adaptándolo a las condiciones que están expuestas las carreteras del Perú. Para tal efecto se toma como aplicación la Carretera Iquitos – Nauta, que representa un proyecto especial por problemas de suelos arcillosos como Terrenos de Fundación, clima lluvioso, escases de canteras, etc.

- La presente tesis tiene como objetivo mostrar como la aplicación del sistema suelo – geomalla para la construcción de pavimentos asfálticos, puede significar una optimización de costos en carreteras para condiciones específicas de diseño y de construcción, no queriendo decir que es un método que se adecua a todo tipo de proyecto.

- A nivel mundial se conocen muchos tipos de geomallas biaxiales y uniaxiales, así se puede mencionar algunas de las empresas dedicadas al estudio y a la fabricación de geomallas: Tensar en los Estados Unidos, Huesker en Alemania, Tenax en Italia. Para este estudio se ha tomado como material para refuerzo, la geomalla biaxial hecha de polipropileno y fabricada por Tensar; debido a que este geosintético ha sido materia de un riguroso estudio por parte de esta entidad y de diversas instituciones como

la Universidad de Alaska, El cuerpo de Ingenieros de la Armada de los E.E.U.U., Universidad de Waterloo, Universidad de Nottingham; y porque la información requerida tanto para el diseño como especificaciones técnicas son dadas a conocer con mayor facilidad a traves de bibliografía publicada e Internet.

- El Cuadro 1.1.2.01 (Ver sección 1.1.2.0 del capítulo I) muestra una comparación funcional entre las opciones de mejorar el Terreno de Fundación con una estabilización química y el mejoramiento con geomallas. Sin embargo el uso de una estabilización química utilizando cal o cemento podría ser necesaria para suelos arcillosos susceptibles a cambios volumétricos (arcillas expansivas) por cambios en la humedad, ya que las geomallas no contemplan un mejoramiento de suelos arcillosos expansivos.
- En años recientes se ha venido usando geotextiles tejidos como un geosintético para mejoramientos de Terrenos de Fundación, sin embargo las geomallas han desplazado a los geotextiles para la función de refuerzo, y han dejado a ellos cumplir la función de separador y filtro; debido a que las geomallas están fabricadas para cumplir específicamente la función de refuerzo debido a su alta resistencia a la tensión, rigidez flexural, rigidez flexural, entre otras propiedades.
- La técnica de mejorar el Terreno de Fundación con geomallas es recomendada para suelos de presentan bajos valores de relación de soporte, mas específicamente CBR menores a 3%, que se presentan en suelos blandos finos muy deformables y capaces de fallar por corte debido a cargas cíclicas dinámicas. Asimismo las geomallas pueden actuar como un filtro en estado compacto, para evitar que el material granular del firme de un pavimento se mezcle con el suelo del Terreno de Fundación. Sin embargo las geomallas no previenen que los finos del suelo del Terreno de

Fundación asciendan hacia las capas granulares del pavimento, en este caso se debe usar un geotextil no tejido como separador, usando el siguiente criterio de gradación:

CRITERIO DE GRADACION FILTRO SUELO (Sowers and Sowers, 1970; Cedergren, 1989)
$D_{15}(\text{filtro})/D_{85}(\text{suelo}) < 5$
$D_{50}(\text{filtro})/D_{50}(\text{suelo}) \leq 25$

- La metodología de diseño usada en esta tesis, es un procedimiento desarrollado en los E.E.U.U., por Tensar, tanto para la aplicación de mejoramiento de Terrenos de Fundación como para refuerzo de firmes. Para la primera aplicación se tiene una metodología de diseño basado en la teoría de coulomb, que considera una falla por capacidad portante y diversos factores como configuración de ejes de los vehículos, resistencia del material de mejoramiento sobre la geomalla. Para el presente estudio se ha tomado el “Reglamento Nacional de Vehículos”, como guía para considerar los pesos límites de los vehículos. Cuando se requiere un refuerzo de la capa de firme granular, la metodología de diseño desarrollada es una modificación de la presentada en la norma AASHTO de 1993; que considera los aportes estructurales que otorga la geomalla al pavimento a través del mejoramiento para resistir cargas de tráfico y que fueron analizados en la Universidad de Alaska. (Ver Capítulo III).
- El mejoramiento de Terrenos de Fundación con geomallas es un tipo de estabilización mecánica que ha tenido buenos resultados en proyectos donde se presentan problemas de suelos de baja capacidad de soporte y con altos contenidos de humedad. Los países de América del Sur donde se ha aplicado este tipo de estabilización son Ecuador y Colombia, en el primero se pudo construir un camino de penetración (a nivel de afirmado)

en una zona donde el suelo era pantanoso y se logró hallar una solución inicial la cual era construir un camino empalizado; evitando así una gran deforestación. En la ciudad de Bogotá, también obtuvo buenos resultados cuando se mejoró el Terreno de Fundación en un tramo de vía que corresponde a la calle 80, construyendo sobre este Terreno de Fundación mejorado, un pavimento asfáltico, el cual es descrito en el capítulo IX.

- La finalidad de reforzar la capa de firme de un pavimento permite obtener una las siguientes modificaciones en el pavimento:
 - Ampliación de períodos de rehabilitación; la cual es una ventaja que requiere de un análisis económico que considere la estimación de los costos a lo largo de la vida útil del pavimento. Sin embargo es muy poco probable que los diseñadores se inclinen por esta alternativa, debido a la incertidumbre de los resultados, así como la falta de ensayos de laboratorio y experiencias prácticas aplicadas para las condiciones que impone nuestro país.
 - Reducción del espesor del pavimento para un período de diseño equivalente a un pavimento no reforzado; que al igual que la alternativa anterior se basa en ensayos a escala natural donde se demuestra el mejoramiento de la capacidad de resistir tráfico de un pavimento asfáltico reforzado con respecto a uno convencional. Pero que puede ser una alternativa más confiable ya que no incluye una estimación del tiempo ampliado entre rehabilitaciones, que depende de las diferentes condiciones de carga, clima, tipo de drenaje, etc; durante el tiempo de servicio del pavimento. En cambio la ventaja de tener un pavimento asfáltico reforzado con un menor espesor para un período de diseño igual a un pavimento convencional considera un mejoramiento sólo estructural, que también predice una performance equivalente entre pavimento reforzado y uno sin

refuerzo, pero que no predice un tiempo de correcto funcionamiento del pavimento entre rehabilitaciones que además depende de las medidas preventivas de mantenimiento.

- Reducción del espesor del pavimento y Ampliación entre períodos de rehabilitación; que implica hacer un análisis de costos iniciales y durante la vida de servicio del pavimento; considerando las ventajas y desventajas mencionadas anteriormante.
 - Una cuarta ventaja que ofrece el tener un pavimento reforzado es el tener una mayor confiabilidad. Es decir tener un mayor grado de certeza para decir que el pavimento funcionará como se ha previsto. Esta opción depende de las diferentes condiciones a la que estará expuesta el pavimento durante su vida de servicio así como de las medidas de mantenimiento aplicadas.
- La carretera Iquitos – Nauta, tramo IV, que comprende la construcción de 24.5 Km de carretera asfaltada a partir de la localidad de Nauta, es un proyecto que pertenece a nuestra selva y cuyos principales problemas son: suelos arcillosos como Terreno de Fundación, lo que requiere de un mejoramiento de dicho suelo, escasas de materiales granulares, lo que implica realizar un diseño especial del pavimento con los materiales disponibles en la zona (arena), altas precipitaciones que implica tener en consideración buenos sistemas de drenaje superficial y subterráneo, estabilidad de taludes entre otros. La presente tesis abarca el diseño del pavimento considerando el uso de las geomallas para mejoramiento de Terrenos de Fundación y luego para el refuerzo de firmes.
- Las metodologías de diseño adoptadas para mejoramiento de Terrenos de Fundación y para refuerzo de firmes, pueden ser combinadas si se quiere obtener un pavimento que requiera ambos tipos de refuerzos; tal como se

puede ver en el procedimiento de diseño para la alternativa de diseño 04, Carretera Iquitos-Nauta, Tramo IV. (ver Capítulo V).

- El procedimiento constructivo para la construcción de Terrenos de Fundación mejorados con geomallas, consiste en tres pasos principales: preparación del terreno, colocación de la geomalla, conformación del relleno para mejoramiento del Terreno de Fundación. Cabe resaltar que en casos donde sea factible realizar una compactación a nivel del Terreno de Fundación esta se puede hacer usando rodillos patas de cabra, recomendable para suelos arcillosos o con gran porcentaje de finos. Para la carretera Iquitos – Nauta, la compactación de la capa de mejoramiento y de la capa de firme, debe darse para el 100% de la máxima densidad seca, con la finalidad de obtener buenas resistencias de soporte. Asimismo se debe realizar la compactación mediante un proceso de riego y luego mediante un rodillado.
- Se recomienda la construcción de las bermas laterales con la misma estructura de pavimento de la calzada principal para evitar un deterioro generalizado del pavimento que pudiera empezar en dichas zonas, como resultado de soportar cargas mayores a las previstas y exponer a las capas granulares a una infiltración de las aguas superficiales a travez de grietas reflejas en la superficie.
- Es necesario la construcción de un sistema de drenaje a lo largo de la vía, un exhaustivo control de compactación de las capas del pavimento y un mantenimiento rutinario (preventivo) a fin de alcanzar la vida útil del pavimento proyectada.
- Para la carretera Iquitos – Nauta, tramo IV, el análisis de costos muestra que la alternativa mas favorable es la que consiste en realizar un mejoramiento del Terreno de Fundación. En el presupuesto de obra para

esta alternativa (ver Capítulo VIII, sección 8.1.1.0), se puede observar la gran incidencia de la partida suministro e instalación de geomallas (18.34%), sin embargo la comparación se efectúa entre los montos totales para cada alternativa. En este sentido es importante notar que una reducción de los espesores de las capas granulares muchas veces no es suficiente como para compensar el costo de la geomalla.

- En los casos donde se presente sólo la alternativa de reducir el espesor de la capa granular ya sea de firme o cimiento, es importante tomar en cuenta las distancias de transporte de las canteras a la obra; para lo cual la unidad de medida más adecuada para medir el transporte es el metro cúbico kilómetro (m³km). Luego un análisis comparativo de costos entre alternativas decidirá si económicamente es factible o no.
- La optimización de costos cuando se usan las geomallas para estabilizar Terrenos de Fundación permite reducir plazos de ejecución, así se tiene que para la carretera Iquitos – Nauta, tramo IV (Km 0+000 al Km 25+000), esta alternativa permite reducir el tiempo de duración de 6 a 5 meses, lo que significa un ahorro en mano de obra, equipo mecánico; así como también un ahorro en gastos indirectos como son gastos de oficina, logística. Finalmente se obtendrá una vía asfaltada en un menor plazo se podrá iniciar un desarrollo económico en la zona.
- La evaluación de costos para determinar que diseño es el más económico, entre una serie de alternativas de diseño requiere determinar los costos que serán necesarios realizar durante todo el periodo de diseño del pavimento, es decir costos de construcción inicial, costos de mantenimiento y rehabilitación, los cuales son llevados a valores presentes. Luego la alternativa de pavimento que mayor beneficio ofrezca, será aquella que menor costo total requiera.

- La aplicación del Sistema Suelo-Geomalla a pavimentos asfálticos, representa una técnica que no ha sido utilizada en el Perú, y de la cual no se tienen resultados experimentales para nuestras condiciones de clima, suelos, variaciones de temperatura y humedad entre estaciones, etc; en tal sentido se recomienda su utilización en un tramo determinado dentro de un proyecto específico de carretera asfaltada. Por ejemplo un refuerzo del pavimento con geomallas a lo largo de 5Km incluidos en la carretera Iquitos-Nauta; serviría para monitorear y analizar el efecto de la geomalla dentro del pavimento, a largo del período de diseño. Este sería un punto de partida para futuras aplicaciones si los resultados resultasen satisfactorios como lo han sido en otros países.

- Un pavimento con Geoweb nos proporciona una alternativa para construir un camino afirmado técnicamente sustentado, y aunque es posible proyectar un pavimento asfáltico con Geoweb hasta la fecha no se cuenta con resultados obtenidos de pruebas a escala natural que demuestren implícitamente el efecto del Geoweb en la sección del pavimento.

- En esta Tesis se presenta la Metodología de Diseño desarrollada por el Instituto Rodoviarías del Brasil traducido y adaptado por el Ingeniero Samuel Mora Quiñones, el cual se basa en una teoría de esfuerzos deformaciones que corroboran los espesores obtenidos con el método AASHTO.

BIBLIOGRAFIA

1. Koernek, Robert M., (1994), *Designing with Geosynthetics*, Third Edition
2. The Tensar Corporation, (1988), TTN:BR5 Design Guideline for Subgrade Improvement Under Dynamic Loading with Tensar Geogrid
3. The Tensar Corporation, (1998), TTN:BR10 Chemical and Mechanical Stabilization of Subgrades and Flexible Pavement Sections
4. The Tensar Corporation, (1988), TTN:BR96 Design Guideline for Flexible Pavement with Tensar Geogrid Reinforced Base Layers
5. Germán Cajigas Silva, (2000), Artículo: "Mejoramiento de Subrasantes con Geomalla Biaxial, Caso Troncal Calle 80 Bogotá D.C."
6. Germán Vivar Romero, (1994-1995), *Diseño y Construcción de Pavimentos – Título 6 de Colección del Ingeniero Civil*
7. Asociación Peruana de Caminos, (1997), *Ponencias del I Congreso Nacional del Asfalto*
8. Ing. Samuel Mora Quiñones, (1979), *Traducción y Adaptación del Método del Instituto de Investigaciones Rodoviarías de Brasil, Universidad Nacional de Ingeniería*
9. Walter Ibañez, (1992), *Costos y Presupuestos en Carreteras*
10. *Guía AASHTO para el Diseño para Estructuras de Pavimentos – (1993)*
11. *Manual Series N° 1 (MS-1) – Diseño de Espesores para Pavimentos Asfálticos para Calles & Carreteras – (1991)*

12. MTC – Dirección General de Caminos, (2000), Especificaciones Técnicas Generales para construcción de carreteras
13. Alfonso Montejo Fonseca, (1998), Ingeniería de Pavimentos para Carreteras, 2da Edición; Universidad Católica de Colombia
14. Planoteca del MTC, (1999), Memoria Descriptiva de la Carretera Iquitos – Nauta, Tramo IV
15. IGS, (2000), Recommended Descriptions of Geosynthetics – Functions, Geosynthetics Terminology, Mathematical and Graphical Symbols, Fourth Edition
16. Web Site: www.tensarcorp.com, (2001), Tensar Earth Technologies
17. Web Site: www.huesker.com, (2001), Huesker Synthetic GmbH & Co, KG
18. Web Site: www.tenax.net, (2001), Tenax International B.V. – Geosynthetic Division
19. Presto Products Company, (1999), Technical Resources Library Version 3.1 – CD